

ARMIRTER BETON.

1914. JULI.

INHALT:

Das Zwickelverfahren. Von Dr. Arnold Moser (Zürich). S. 229.

Druckversuche mit Betonwürfeln. Zusammenfassung von Ergebnissen, ermittelt in der Materialprüfungsanstalt an der Königl. Technischen Hochschule Stuttgart. Von Otto Graf (Stuttgart). (Fortsetzung und Schluß von Seite 203.) S. 243.

Der Eisenbeton beim Bau der Wasserleitung von Los Angeles. Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi (Graz) S. 255.

Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. K. Richter (Dresden). S. 261.

Wirtschaftliche Rundschau: Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb. Von Dr.-Ing. Max Mayer (Stuttgart). (Fortsetzung von Seite 225.) S. 268. — Die Notlage der Zementindustrie. S. 278. — Vom Baumaterialienmarkt. S. 278.

Selbstanzeigen: Siegwartrohre. S. 279.

Mitteilungen über Patente. S. 280. — Neue Bücher. S. 280. — Berichtigung. S. 280.

DAS ZWICKELVERFAHREN.

Von Dr. Arnold Moser, Ingenieur,
Bureauchef der Firma Maillart & Co. in Zürich.

Vorwort.

Die vorliegende Abhandlung könnte am einfachsten als „die erste systematische rechnerische Anwendung der eleganten Auffassung der Momenten-, Biege- und Einflußflächen durch Culmann, Mohr und Land“ charakterisiert werden.

Sie ist aus dem berechtigten Verlangen des Eisenbetonbaues nach wirtschaftlichen Berechnungsmethoden entstanden und erlaubt dem entwerfenden Ingenieur nun, die schwierigsten Träger- und Belastungsfälle mit Leichtigkeit zu untersuchen.

Als Corollarium des Mohrschen Satzes wurde zuerst der Satz von der relativen Neigung der elastischen Linie abgeleitet, welcher von nun an eine nicht zu unterschätzende Rolle in der Statik spielen dürfte.

Dann wird an einer Reihe von Beispielen gezeigt, wie alle praktisch vorkommenden Belastungs- und die ihnen entsprechenden statischen Flächen (Querkrafts-, Momenten-, Biegeflächen) in Normalzwickel zerlegt werden können.

Der einfache Zusammenhang dieser Zwickel wird erläutert und angewendet.

Es wird ferner gezeigt, wie die Einflußflächen aller Träger, welche ein Eisenbetonstatiker täglich zu untersuchen hat, ebenfalls in Normalzwickel aufgelöst werden können, und es wird die einfache Bestimmung dieser Elementarzwickel angegeben.

Zur Berechnung der einzelnen Ordinaten aller praktisch vorkommenden Normalzwickel hat der Verfasser einen Rechenschieber ausgeführt, welcher je mit einer einzigen Schieberstellung

alle gewünschten Ordinaten eines Zwickels 1. bis 5. Grades gibt.

Dieser Schieber ist im Anhang abgebildet, auch ist dort sein Gebrauch erläutert.

I. Teil: Einleitung.

§ 1. Allgemeine Bemerkungen.

In der vorliegenden Schrift sollen nur Träger untersucht werden, welche den folgenden „üblichen Voraussetzungen“ entsprechen:

1. Die Trägerachse ist gerade bzw. aus Geraden zusammengesetzt;
2. die äußeren Kräfte liegen in einer Ebene, welche zugleich Symmetrieebene des Trägers ist;
3. die Formänderung des Trägers entspricht den Navierschen Voraussetzungen, d. h.
 - a) die Deformationen bleiben verschwindend klein;
 - b) ursprünglich ebene Trägerquerschnitte bleiben während der ganzen Formänderung des Trägers eben;
 - c) Querschnitte, ursprünglich normal zur Trägerachse, stehen nach der Deformation normal auf der elastischen Linie des Trägers;
4. die Dehnungen des Materiales entsprechen dem Hooke'schen Gesetze.

§ 2. Der Satz von Mohr.

AB (Fig. 1) sei ein beliebiger Abschnitt eines den „üblichen Voraussetzungen“ (vergleiche § 1) entsprechenden Trägers, A'B'B''A" die diesem Ab-

schnitte entsprechende verzerrte Momentenfläche, $A_1C_1'B_1$ die elastische Linie dieses Abschnittes, A_1B_1 die Sehne der elastischen Linie $A_1C_1'B_1$, $y = \frac{C_1C_1'}{C_1C_1}$ die „relative Einsenkung“ des Punktes C des Abschnittes AB.

Im Jahre 1868 hat nun Prof. Dr.-Ing. Otto Mohr zum ersten Male bewiesen, daß die relative Einsenkung y des Punktes C des Balkenabschnittes AB als Biegemoment im

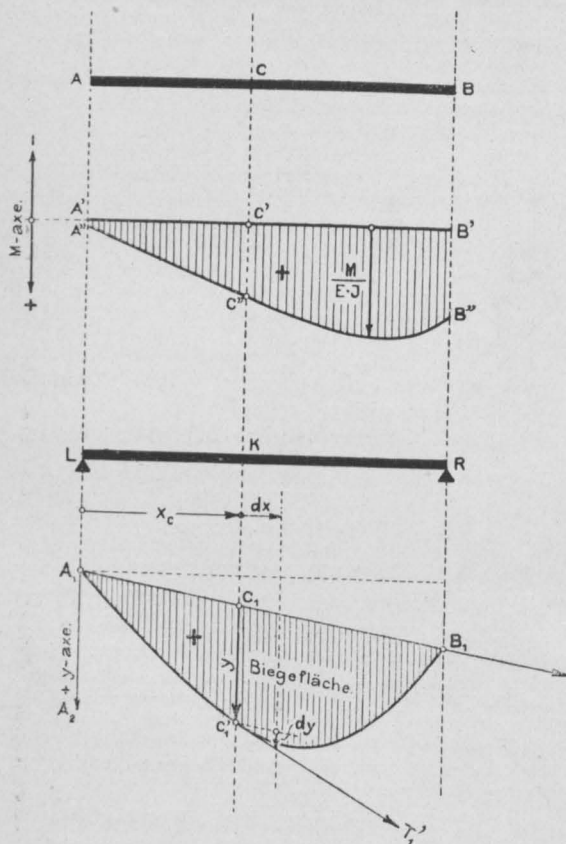


Fig. 1.

Schnitte K eines mit der verzerrten Momentenfläche des Abschnittes AB belasteten einfachen Balkens LR aufgefaßt werden kann.

Vergleiche:

1. Dr.-Ing. Otto Mohr: „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik“, Seite 294 ff. der 1. Auflage.
2. Dr.-Ing. Müller-Breslau: „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“, Band II, zweite Abteilung, Seite 14 ff.
3. Dr. W. Ritter: „Der kontinuierliche Balken“ Seite 1 ff.

§ 3. Der Satz von der Neigung der elastischen Linie.

Als „relative Neigung der elastischen Linie ($A_1C_1'B_1$) des Balkenabschnittes AB (Fig. 1) im Punkte C_1' “ bezeichnen wir den Ausdruck:

$$\nu = \frac{dy}{dx} \quad \dots \dots \dots (1)$$

welcher bekanntlich die Richtung der Tangente $C_1'T_1'$ gegenüber der Abszissenachse („Sehne“) A_1B_1 bestimmt.

Da nach Mohr „ y “ als Biegemoment aufgefaßt werden kann, so kann ν als Querkraft gedeutet werden nach der bekannten Beziehung!):

$$Q = \frac{dM}{dx} \quad \dots \dots \dots (2)$$

Es läßt sich somit sagen:

„Die relative Neigung im Punkte C_1' der elastischen Linie $A_1C_1'B_1$ eines beliebigen Balkenabschnittes AB, welcher den „üblichen Voraussetzungen“ entspricht, kann als Querkraft im Schnitte K eines mit der verzerrten Momentenfläche des gegebenen Abschnittes belasteten einfachen Balkens LR gedeutet werden.“

§ 4. Die Sätze von Robert Land²⁾.

(Vgl. Zeitschrift für Bauwesen 1890 S. 114 Lit. b.)

1. Satz (siehe Fig. 2).

„Die Einflußlinie eines Biegemomentes um einen Punkt C eines Trägers kann als diejenige Biegelinie aufgefaßt werden, welche entsteht, wenn sich die bei C benachbarten Querschnitte gegenseitig um einen Winkel von der Größe $P = 1$ (d. h. gleich der zeichnerischen Darstellung der wandernden Einzelast $P = 1$) verdrehen; diese Verdrehung wird durch Zwischenfügung eines gedachten Gelenkes ermöglicht. Der Drehwinkel wird hierbei dargestellt durch die zwischen den beiderseitigen Tangenten an die Biegelinie beim Gelenkpunkte befindliche lotrechte Ordinate in der wagerechten Entfernung 1 vom Drehpunkt.“

2. Satz (siehe Fig. 3)³⁾.

„Die Einflußlinie des Auflagerdruckes eines Balkens kann aufgefaßt werden

¹⁾ Vgl. Dr.-Ing. Otto Mohr: „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, Seite 256, Formel (21) der 1. Auflage.

²⁾ Vergl. ebenfalls Dr. W. Ritter: „Der kontinuierliche Balken“, Seite 89 (Verlag von Albert Raustein in Zürich, 1900).

³⁾ Vergl. ebenfalls Dr.-Ing. Müller-Breslau: „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“, Band II, zweite Abteilung, Seite 93, § 8, Nr. 31.

als die Biegelinie des Trägers, welche entsteht, wenn der betreffende Auflagerpunkt C um die Größe $P = 1$ gesenkt wird (entsprechend der von einem positiven,

abwärts gerichteten Auflagerdruck beabsichtigten Verschiebung des Stützpunktes). Diese Senkung kann durch die Wirkung einer nach Wegnahme des betreffenden

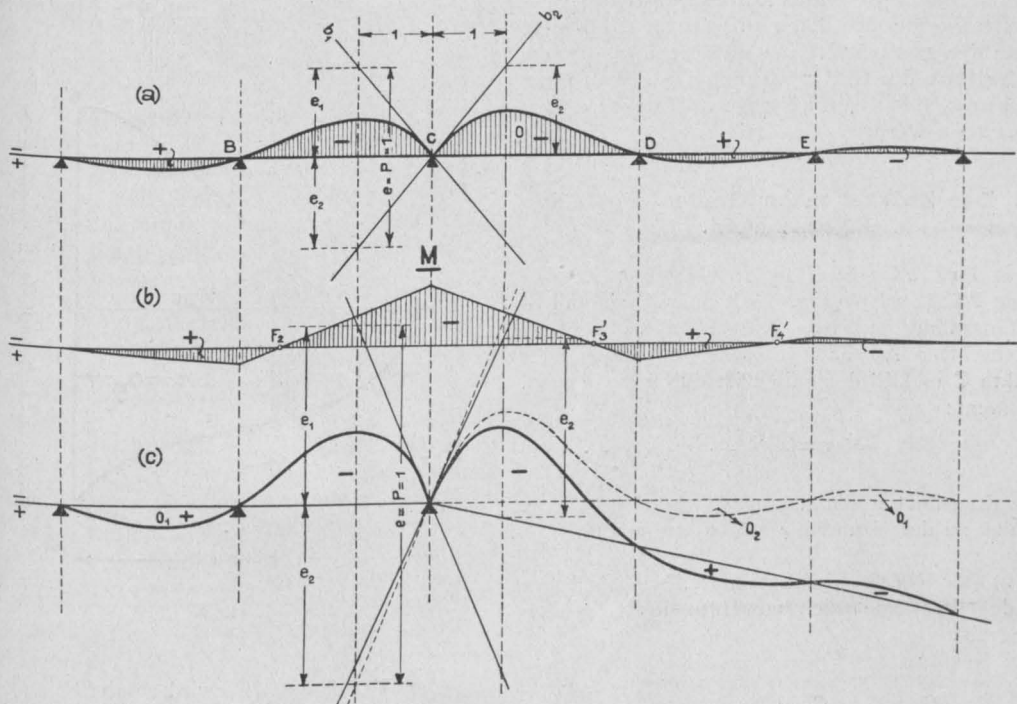


Fig. 2.

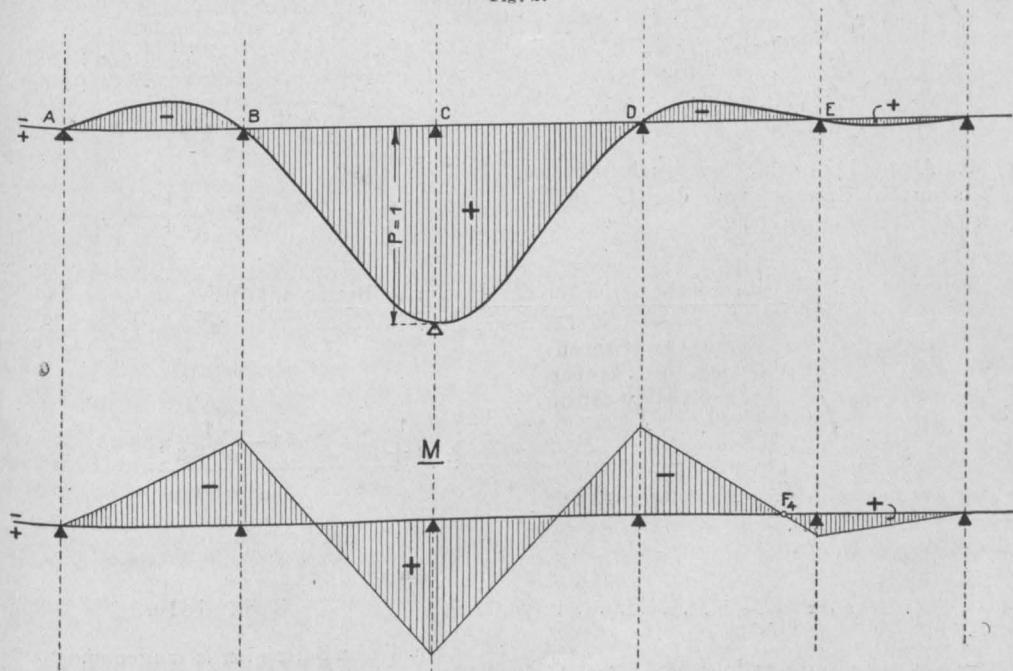


Fig. 3.

Stützpunktes an dieser Stelle auf den Träger wirkenden, abwärts gerichteten Kraft erzeugt werden. Zeichnet man für diesen Belastungsfall die zugehörige Momentenfläche und zu dieser mit beliebiger Polweite die Biegelinie, so stellt diese die gesuchte Einflußlinie dar, deren Einheitsordinate $P=1$ durch die gefundene Senkung des betrachteten Stützpunktes gemessen wird.“

§ 5. Der Zwickel mten Grades und seine Eigenschaften.

a) Der „Zwickel mten Grades“ ist eine ebene Fläche ABB' (Fig. 4) mit einer Geraden BB' als Grundlinie und zwei Kurven AB und AB' als Seiten. Der Abstand y zweier entsprechender Punkte C und C' der Seiten ist durch die Formel bestimmt:

$$y = a x^m \dots \dots \dots (3)$$

(Die Koordinaten x und y sind winkelrecht bzw. parallel zu der Grundlinie BB' zu messen.)

b) Der Flächeninhalt eines „Zwickels mten Grades“ berechnet sich mit Hilfe des folgenden Integrals:

$$F_m = \int_0^h y dx = \int_0^h a x^m dx = \frac{1}{m+1} a h^{m+1}$$

$$F_m = \frac{1}{m+1} h b \dots \dots \dots (4)$$

c) der Abstand s_m des Schwerpunktes S des „Zwickels mten Grades“ von der Grundlinie BB' ist:

$$s_m = \frac{\text{statisches Moment der Fläche in Bezug auf } \overline{BB'}}{\text{Flächeninhalt } \overline{ABB'}}$$

oder:

$$s_m = \frac{\int_0^h (h-x) y dx}{\int_0^h y dx} = \frac{\int_0^h (h-x) a x^m dx}{\frac{1}{m+1} a h^{m+1}} = \frac{\frac{1}{m+1} h a h^{m+1} - \frac{1}{m+2} a h^{m+2}}{\frac{1}{m+1} a h^{m+1}}$$

$$s_m = \frac{1}{m+2} h \dots \dots \dots (5)$$

mit den beiden Seiten AC und AC' einen „Zwickelabschnitt“. Der Flächeninhalt eines solchen Zwickelabschnittes ist:

$$F_a = \frac{1}{m+1} x y = \frac{1}{m+1} a x^{m+1}.$$

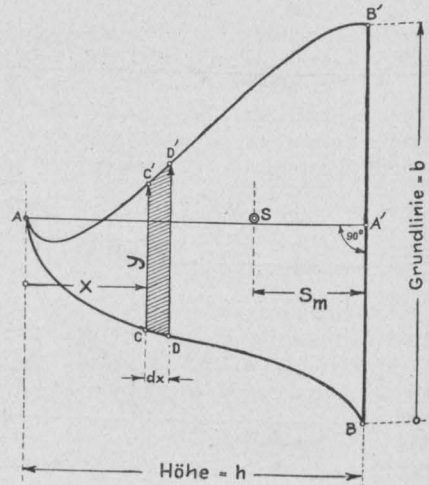


Fig. 4.

Das Verhältnis $\frac{F_a}{F_m}$ wird somit:

$$\frac{F_a}{F_m} = \frac{\frac{1}{m+1} a x^{m+1}}{\frac{1}{m+1} a h^{m+1}} = \frac{x^{m+1}}{h^{m+1}}$$

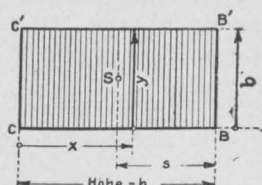
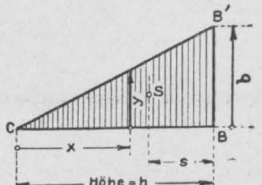
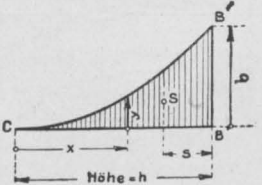
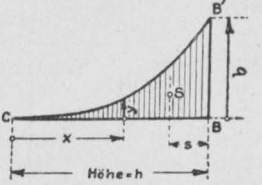
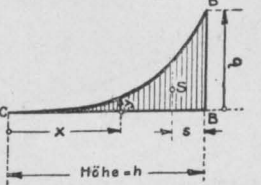
woraus:

$$F_a = F_m \frac{x^{m+1}}{h^{m+1}} \dots \dots \dots (6)$$

Beispiele.

a) Eine beliebige Parallele CC' zur Grundlinie BB' (Fig. 4) eines „Zwickels mten Grades“ bildet

(In diesen Beispielen ist angenommen worden, daß die Anfangsseite AB (Fig. 4) des Zwickels mit der Abszissenachse AA' zusammenfällt.)

Grad des Zwickels	Form	Flächeninhalt	Schwerpunkt Abstand
0	 <p>Fig. 5.</p>	$F = \frac{1}{0+1} b h = \frac{1}{1} b h$	$s = \frac{1}{0+2} h = \frac{1}{2} h$
1	 <p>Fig. 6.</p>	$F = \frac{1}{1+1} b h = \frac{1}{2} b h$	$s = \frac{1}{1+2} h = \frac{1}{3} h$
2	 <p>Fig. 7.</p>	$F = \frac{1}{2+1} b h = \frac{1}{3} b h$	$s = \frac{1}{2+2} h = \frac{1}{4} h$
3	 <p>Fig. 8.</p>	$F = \frac{1}{3+1} b h = \frac{1}{4} b h$	$s = \frac{1}{3+2} h = \frac{1}{5} h$
4	 <p>Fig. 9.</p>	$F = \frac{1}{4+1} b h = \frac{1}{5} b h$	$s = \frac{1}{4+2} h = \frac{1}{6} h$

II. Teil. Anwendungen.

§ 6. Grundaufgaben.

Aufgabe 1.

Untersuchung der Querkrafts- und der Momentenfläche eines mit einer Einzelast P belasteten einfachen Balkens AB . (Fig. 10.)

a) Die Belastung P erzeugt einen Auflagerdruck:

$$A = P \frac{h}{l}.$$

b) Die Querkraft beträgt in einem beliebigen zwischen A und C gewählten Schnitte E

$$Q_E = A$$

und in einem beliebigen zwischen C und B gelegenen Schnitte D

$$Q_D = A - P.$$

Diese beiden Ausdrücke zeigen, daß die Querkraftsfläche als algebraische Summe der beiden „Normalzwickel nullten Grades“⁴⁾ $B_1A_1A_1'B_1'$, welcher dem Auflagerdruck A , und $B_1'C_1'C_1''B_1''$, der der Einzellast P entspricht, aufgefaßt werden kann.

⁴⁾ „Normalzwickel mten Grades“ ist jeder „Zwickel mten Grades“, dessen Grundlinie BB' (vergl. Fig. 4) auf einer der Auflagersenkrechten eines Balkens liegt.

c) Das Biegemoment beträgt in einem beliebigen Schnitte E zwischen A und C

$$M_E = A x_e$$

und in einem beliebigen Schnitte D zwischen C und B

$$M_D = A x_d - P x'$$

Diese beiden Formeln zeigen, daß die Momentenfläche aus zwei „Normalzwickeln 1. Grades“ besteht. Dem „Normalzwickel“ ($B_2A_2B_2'$), welcher dem Auflagerdruck A, und dem „Normalzwickel“ ($B_2'C_2'B_2$), welche der Einzellast P entspricht.

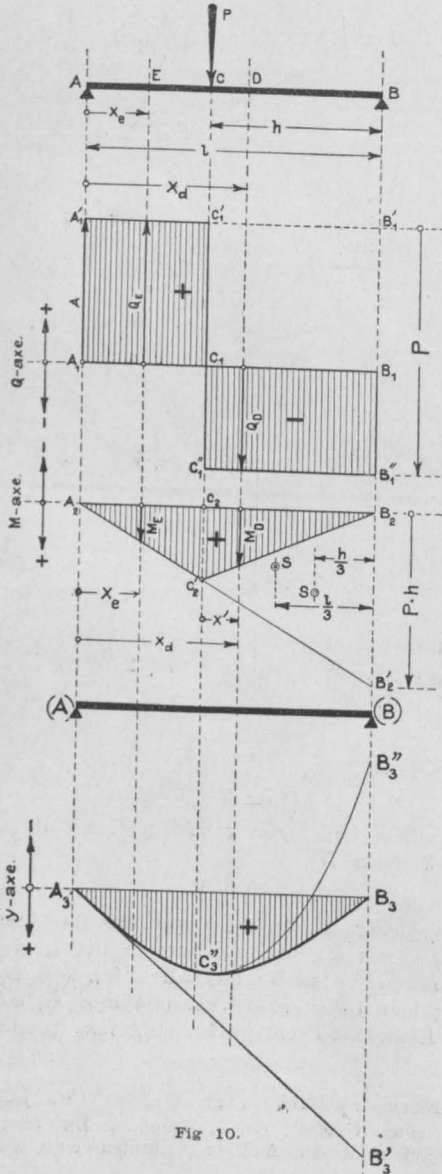


Fig. 10.

Aufgabe 2.

Untersuchung der Querkrafts- und der Momentenfläche eines mit einem „Normalzwickel mten Grades“ P belasteten einfachen Balken AB. (Fig. 11.)

a) Der Schwerpunkt des Zwickels liegt im Abstände $s = \frac{h}{m+2}$ von der Auflagersenkrechten BB' . Der Auflagerdruck A beträgt somit

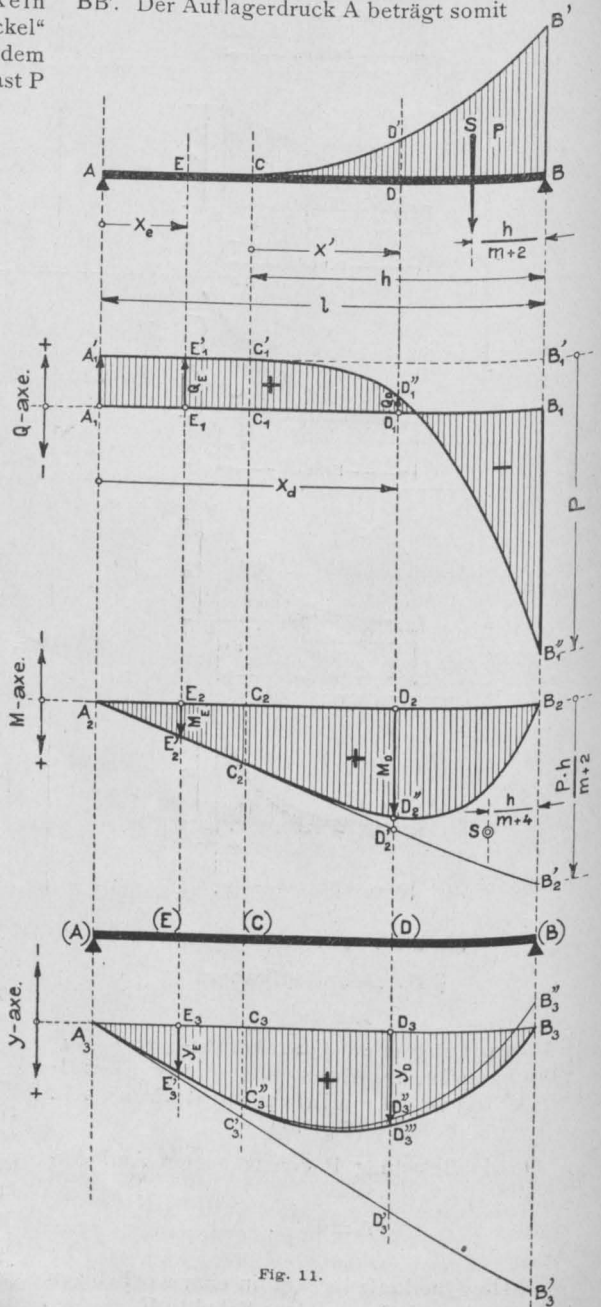


Fig. 11.

$$A = \frac{P \frac{h}{m+2}}{1} = \frac{1}{m+2} \frac{Ph}{1} \dots (7)$$

für jeden Balkenschnitt zwischen A und C ist die Querkraft

$$Q_E = A,$$

für einen beliebigen Balkenschnitt D zwischen C und B ist die Querkraft

$$Q_D = A - (\text{Zwickel } DCD'),$$

da aber (nach Formel 6)

$$(\text{Zwickel } DCD') = P \frac{(x')^{m+1}}{h^{m+1}}$$

ist, so wird

$$Q_D = A - \left(\frac{P}{h^{m+1}} \right) x'^{m+1}.$$

Diese Formeln sagen uns:

Die Querkraftsfläche $A_1A_1'C_1'B_1''B_1A_1$ (Fig. 11) kann als algebraische Summe der beiden Normalzwickel $B_1A_1A_1'B_1'$ und $B_1'C_1'B_1''$ betrachtet werden. Der erste dieser Zwickel, welcher dem Auflagerdruck A entspricht, ist vom Grade Null; der zweite, welcher dem Belastungs- zwickel mten Grades BCB' entspricht, ist vom Grade $(m+1)$.

b) Das Biegemoment in einem beliebigen Schnitte E zwischen A und C ist gleich

$$M_E = A x_e$$

und in einem beliebigen Schnitte D zwischen C und B

$$M_D = A x_d - (\text{Zwickel } DCD') \frac{x'}{m+2};$$

da aber, nach Formel 6

$$(\text{Zwickel } DCD') = P \frac{(x')^{m+1}}{h^{m+1}},$$

so wird

$$M_D = A x_d - \left(\frac{1}{m+2} \frac{P}{h^{m+1}} \right) (x')^{m+2}.$$

Diese Formeln sagen uns:

Die vorliegende Momentenfläche kann als algebraische Summe zweier Normal- zwickel angesehen werden; der „Normal- zwickel 1. Grades“ $B_2A_2B_2'$ entspricht dem Auflagerdruck A und der „Normalzwickel $(m+2)$ ten Grades“ $B_2'C_2'B_2''$ dem Belastungs- zwickel mten Grades BCB' .

Aus den beiden obigen Untersuchungen geht folgendes hervor:

1. Dem Auflagerdruck A sowie einer Einzel- last P entsprechen je ein „Normalzwickel vom nullten Grade“ in der Querkraftsfläche und ein „Normalzwickel vom 1. Grade“ in der Momenten- fläche.

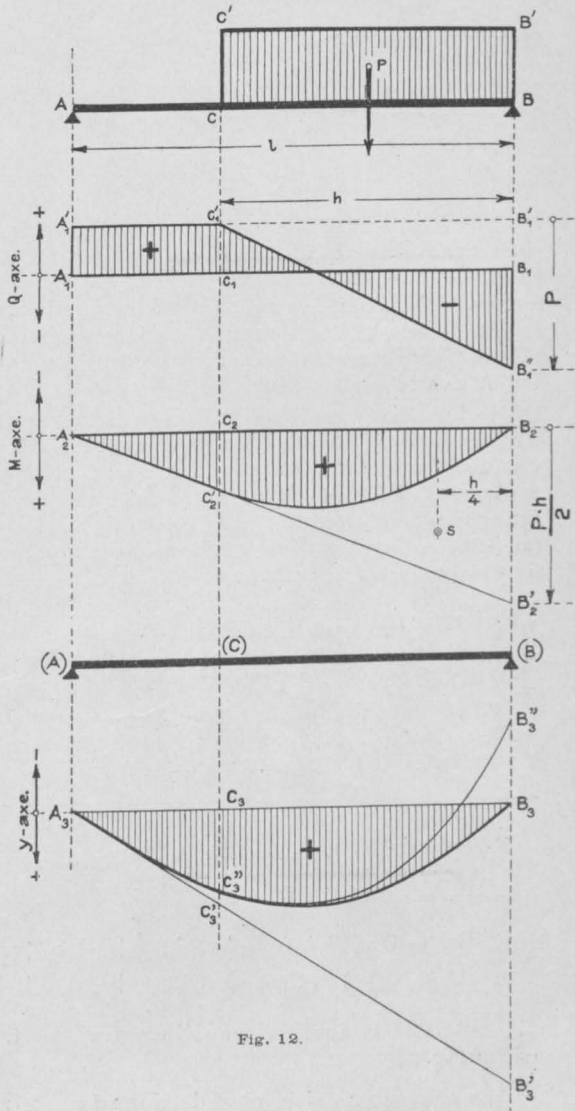


Fig. 12.

2. Dem belastenden „Normalzwickel mten Grades“ entspricht ein „Normalzwickel $(m+1)$ ten Grades“ in der Querkraftsfläche und ein „Normal- zwickel $(m+2)$ ten Grades“ in der Momenten- fläche.

Dieses Ergebnis kann am besten durch fol- gende Tabelle dargestellt werden:

Äußere Kraft	Dieser äußeren Kraft entspricht je ein Normalzwickel	
	in der Quer- kraftsfläche	in der Momenten- fläche
	und zwar vom Grade:	
Einzellast und Auflager- druck	0	1
Zwickel vom 0ten Grade	1	2
" " 1 " "	2	3
" " 2 " "	3	4
" " 3 " "	4	5

Die Betrachtung der obigen Tabelle führt einen unwillkürlich auf den Gedanken, „die Einzellast (resp. einen Auflagerdruck) als „Normalzwickel vom Grade (-1)“ anzusprechen.

In diesem Falle können die soeben angeführten Sätze zusammengezogen werden und es ergibt sich folgender Satz:

Jeder äußeren Kraft eines einfachen Balkens, die als „Normalzwickel mten Grades“ angreift, entsprechen: ein „Normalzwickel (m+1)ten Grades“ in der Querkraftsfläche und ein Normalzwickel (m+2)ten Grades“ in der Momentenfläche des betreffenden Balkens.

Beispiele:

1. Belastung durch einen „Normalzwickel (-1)ten Grades“ (siehe Fig. 10 und Text dazu).
2. Belastung durch einen „Normalzwickel nullten Grades“. Es entsprechen sich folgende Normalzwickel (vgl. Fig. 12):

In der Belastungs- fläche	In der Querkraftsfläche	In der Momentenfläche
A v. Gr. (-1)	{B ₁ A ₁ A ₁ 'B ₁ '} v. Gr. 0	{B ₂ A ₂ B ₂ '} v. Gr. (+1)
P " " 0	{B ₁ 'C ₁ 'B ₁ ''} " " 1	{B ₂ 'C ₂ 'B ₂ ''} " " (+2)

3. Belastung durch einen „Normalzwickel 1. Grades“ (siehe Fig. 13).

Es entsprechen sich folgende Normalzwickel:

In der Belastungs- fläche	In der Querkraftsfläche	In der Momentenfläche
A v. Gr. (-1)	{B ₁ A ₁ A ₁ 'B ₁ '} v. Gr. 0	{B ₂ A ₂ B ₂ '} v. Gr. (+1)
P " " (+1)	{B ₁ 'C ₁ 'B ₁ ''} " " (+2)	{B ₂ 'C ₂ 'B ₂ ''} " " (+3)
	usw.	

Aufgabe 3.

Untersuchung der Biegefläche eines mit einem Normalzwickel mten Grades belasteten einfachen prismatischen Balkens \overline{AB} (Fig. 11).

Nach Mohr kann die Biegefläche ($A_3D_3'''B_3$) des Balkens \overline{AB} (Fig. 11) als Momentenfläche eines mit dem $\frac{1}{EJ}$ -fachen der Momentenfläche $A_2C_2'B_2$ belasteten einfachen Balkens (A) (B) aufgefaßt werden.

Nach dem Satze auf Seite 236 kann die Biegefläche als algebraische Summe dreier Normalzwickel aufgefaßt werden:

Den folgenden Normalzwickeln der Belastungsfläche von (A)(B)

Dem Auflagerdruck (A) vom Grade (-1),

" Normalzwickel ($B_2A_2B_2'$) vom Grade (+1),

" " $(B_2'C_2'B_2)$ " " (m+2);
entsprechen die folgenden Normalzwickel der Biegefläche A_3B_3 des Balkens \overline{AB} :

Der Normalzwickel ($B_3A_3B_3'$) vom Grade (+1),

" " $(B_3'A_3B_3'')$ " " (+3),

" " $(B_3''C_3''B_3)$ " " (m+4).

Die gemeinsame Grundlinie (B_2B_2') der beiden Normalzwickel, welche die Belastungsfläche des Balkens (A)(B) darstellen, ist:

$$(B_2B_2') = \frac{1}{EJ} \cdot P \cdot \frac{h}{m+2} = \frac{1}{m+2} \cdot \frac{Ph}{EJ} \dots (8)$$

Der Flächeninhalt dieser beiden Zwickel ist:

$$\{B_2A_2B_2'\} = \frac{1}{2} l \left(\frac{1}{m+2} \frac{Ph}{EJ} \right) = \frac{1}{2(m+2)} \frac{Phl}{EJ} \dots (9)$$

$$\{B_2'C_2'B_2\} = \frac{1}{m+3} h \left(\frac{-1}{m+2} \frac{Ph}{EJ} \right) = - \frac{1}{(m+2)(m+3)} \frac{Ph^2}{EJ} \dots (10)$$

Der Abstand ihrer Schwerpunkte von der Auflagersenkrechten durch (B) ist:

$$s_1 = \frac{1}{3} l$$

$$s_2 = \frac{1}{(m+4)} h$$

Infolgedessen beträgt der Auflagerdruck (A)

$$(A) = \left(\frac{1}{2(m+2)} \cdot \frac{Phl}{EJ} \right) \cdot \left(\frac{\frac{1}{3} l}{1} \right) - \left(\frac{1}{(m+2)(m+3)} \cdot \frac{Ph^2}{EJ} \right) \cdot \left(\frac{\frac{1}{m+4} h}{1} \right)$$

$$(A) = \frac{1}{m+2} \cdot \frac{Ph^2}{EJ} \left(\frac{1}{6} \cdot \frac{1}{h} - \frac{1}{(m+3)(m+4)} \cdot \frac{h}{1} \right) \dots (11)$$

Das Moment in einem beliebigen Schnitte (E) zwischen (A) und (C) beträgt:

$$(M)_E = (A) x_e - \{ E_2 A_2 E_2' \} \cdot \frac{x_e}{3} \cdot 5)$$

Nun ist aber nach Formel (6)

$$\{ E_2 A_2 E_2' \} = \{ B_2 A_2 B_2' \} \cdot \frac{x_e^2}{l^2}$$

$$= \frac{1}{2(m+2)} \cdot \frac{Phl}{EJ} \cdot \frac{x_e^2}{l^2}$$

Durch Einsetzen der Werte für (A) und $\{ E_2 A_2 E_2' \}$ entsteht folgende Formel, welche nichts anderes ist als die Gleichung des Abschnittes ($A_3 C_3''$) der elastischen Linie des Balkens AB.

$$(M)_E = y_E = \frac{1}{m+2} \cdot \frac{Ph^2}{EJ} \times$$

$$\times \left(\frac{1}{6} \cdot \frac{1}{h} - \frac{1}{(m+3)(m+4)} \cdot \frac{h}{1} \right) x_e$$

$$- \frac{1}{2(m+2)} \cdot \frac{Phl}{EJ} \cdot \frac{x_e^2}{l^2} \cdot \frac{x_e}{3}$$

$$y_E = \frac{1}{6(m+2)} \cdot \frac{Ph^2 x_e}{EJ} \times$$

$$\times \left[\frac{1}{h} - \frac{6}{(m+3)(m+4)} \cdot \frac{h}{1} - \frac{x_e^2}{hl} \right] \quad (12)$$

Das Moment in einem beliebigen Schnitte (D) zwischen (C) und (B) (Fig. 11) beträgt:

$$(M)_D = (A) x_d - \{ D_2 A_2 D_2' \} \cdot \frac{x_d}{3} + \{ D_2' C_2' D_2'' \} \cdot \frac{x'}{m+4}$$

(A) ist bereits bestimmt vgl. Gl. (11).

$$\{ D_2 A_2 D_2' \} = \{ B_2 A_2 B_2' \} \cdot \frac{x_d^2}{l^2}$$

$$= \frac{1}{2(m+2)} \cdot \frac{Phl}{EJ} \cdot \frac{x_d^2}{l^2}$$

$$\{ D_2' C_2' D_2'' \} = \{ B_2' C_2' B_2 \} \cdot \frac{x'm+3}{hm+3}$$

$$= \frac{-1}{(m+2)(m+3)} \cdot \frac{Ph^2}{EJ} \cdot \frac{x'm+3}{hm+3}$$

Die Gleichung des Abschnittes $C_3'' B_3$ der elastischen Linie wird somit:

$$(M)_D = y_D = \frac{1}{m+2} \cdot \frac{Ph^2}{EJ} \left(\frac{1}{6} \cdot \frac{1}{h} - \frac{1}{(m+3)(m+4)} \cdot \frac{h}{1} \right) x_d - \frac{1}{2(m+2)} \cdot \frac{Phl}{EJ} \cdot \frac{x_d^2}{l^2} \cdot \frac{x_d}{3}$$

$$+ \frac{1}{(m+2)(m+3)} \cdot \frac{Ph^2}{EJ} \cdot \frac{x'm+3}{hm+3} \cdot \frac{x'}{m+4}$$

oder zusammengezogen:

$$y_D = \frac{1}{6(m+2)} \cdot \frac{Ph^2 x_d}{EJ} \left[\frac{1}{h} - \frac{6}{(m+3)(m+4)} \cdot \frac{h}{1} - \frac{x_d^2}{hl} + \frac{6}{(m+3)(m+4)} \cdot \frac{x'm+3}{hm+3} \cdot \frac{x'}{x_d} \right] \quad (13)$$

⁵⁾ Ein Zwickel wird fortan durch besondere Klammern bezeichnet; so bedeutet also $\{ B_2 A_2 B_2' \}$

„Zwickel ($B_2 A_2 B_2'$)“

Spezialfälle.

Bestimmung der Gleichungen der elastischen Linie eines einfachen Balkens AB (Fig. 11) für folgende Belastungsfälle:

1. Belastungsfall: Einzellast P im Punkte C.

Die Einzellast kann bekanntlich (vgl. Seite 236) als Normalzwickel vom (-1) ten Grade aufgefaßt werden. Infolgedessen werden die gesuchten Gleichungen durch Einsetzen von $m = -1$ in den beiden Formeln (12) u. (13) erhalten:

$$y_E = \frac{1}{6} \cdot \frac{Ph^2 x_e}{EJ} \left[\frac{1}{h} - \frac{h}{1} - \frac{x_e^2}{hl} \right] \quad (14)$$

$$y_D = \frac{1}{6} \cdot \frac{Ph^2 x_d}{EJ} \left[\frac{1}{h} - \frac{h}{1} - \frac{x_d^2}{h \cdot 1} + \frac{x'^2}{h^2} \cdot \frac{x'}{x_d} \right] \quad (15)$$

2. Belastungsfall: Gleichmäßig über die Strecke CB verteilte Last P (Fig. 11).

Diese Belastung kann als Normalzwickel vom Grade Null angesehen werden. Die gesuchten Gleichungen werden also durch Einsetzen von $m = 0$ in Formel (12) u. (13) erhalten:

$$y_E = \frac{1}{12} \cdot \frac{Ph^2 x_e}{EJ} \left[\frac{1}{h} - \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{1} - \frac{x_e^2}{hl} \right] \quad (16)$$

$$y_D = \frac{1}{12} \cdot \frac{Ph^2 x_d}{EJ} \left[\frac{1}{h} - \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{1} - \frac{x_d^2}{hl} + \frac{1}{2} \cdot \frac{x'^3}{h^3} \cdot \frac{x'}{x_d} \right] \quad (17)$$

3. Belastungsfall: Dreiecklast über CB (Fig. 13).

Diese Belastung kann als Normalzwickel 1. Grades angesehen werden. Durch Einsetzen von $m = +1$ in die beiden Gleichungen (12) und (13) erhalten wir die gesuchten Gleichungen der elastischen Linie.

$$y_E = \frac{1}{18} \cdot \frac{Ph^2 x_e}{EJ} \left[\frac{1}{h} - \frac{3}{10} \cdot \frac{h}{1} - \frac{x_e^2}{hl} \right] \quad (18)$$

$$y_D = \frac{1}{18} \cdot \frac{Ph^2 x_d}{EJ} \left[\frac{1}{h} - \frac{3}{10} \cdot \frac{h}{1} - \frac{x_d^2}{hl} + \frac{3}{10} \cdot \frac{x'^4}{h^4} \cdot \frac{x'}{x_d} \right] \quad (19)$$

4. Belastungsfall: Gleichmäßig über den ganzen Balken verteilte Belastung P.

Diese Gleichung wird erhalten durch Einsetzen von $h = 1$ und $x' = x_d$ in Gleichung (17)

$$y_D = \frac{1}{12} \cdot \frac{P l^3}{E J} \left[\frac{1}{2} - \frac{x_d^2}{l^2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{x_d^3}{l^3} \right]$$

hieraus:

$$y_D = \frac{P}{E J} \cdot \frac{l^3}{24} \left[\frac{x_d}{l} - 2 \frac{x_d^3}{l^3} + \frac{x_d^4}{l^4} \right] \dots (20)$$

5. Belastungsfall: Dreiecklast P über den ganzen Balken

In Formel (19) wird $h = l$ und $x' = x_d$ eingesetzt und so erhält man

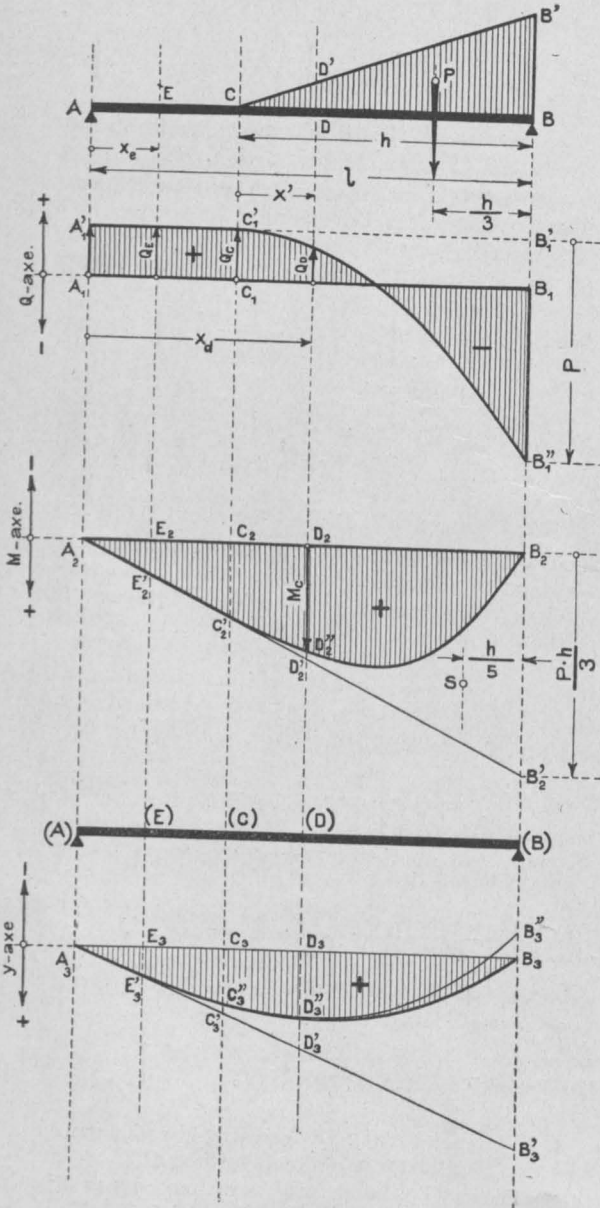


Fig. 13.

$$y_D = \frac{P}{E J} \cdot \frac{l^3}{180} \left[7 \frac{x_d}{l} - 10 \frac{x_d^3}{l^3} + 3 \frac{x_d^5}{l^5} \right] \quad (21)$$

§ 7. Der halbeingespannte Balken⁶⁾.

Aufgabe 4.

Bestimmung des Auflagerdruckes A des mit dem Normalzwickel m ten Grades P belasteten halbeingespannten Balkens AB (Fig. 14).

Aus den früheren Berechnungen (vgl. S. 235) geht hervor, daß die Momentenfläche aus zwei Normalzwickeln bestehen muß:

⁶⁾ Diese Benennung ist der „Hütte“ entnommen.

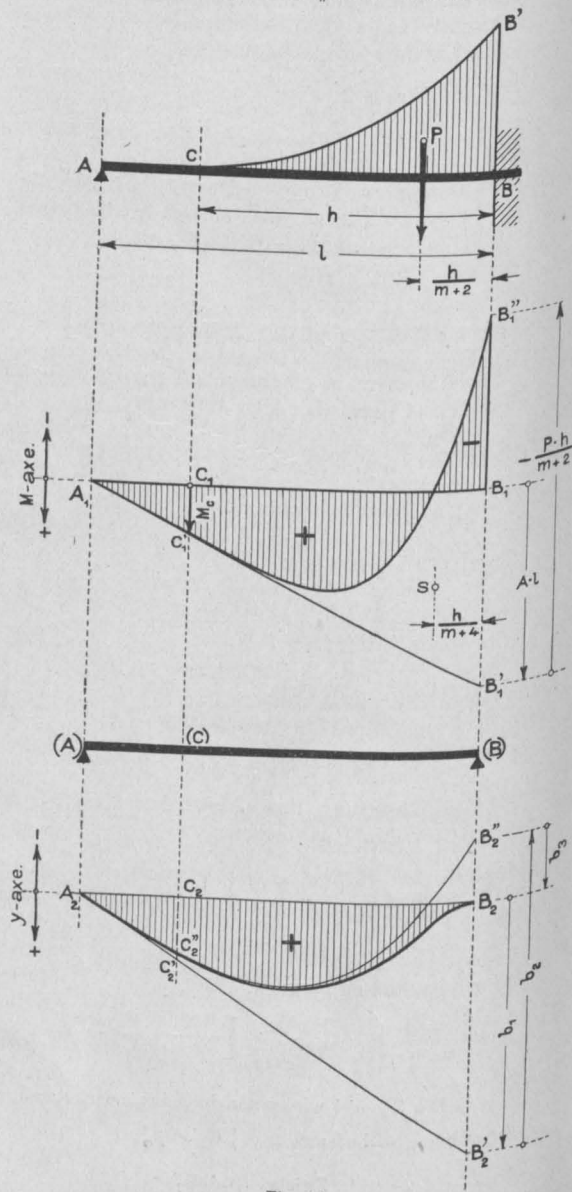


Fig. 14.

dem Normalzwickel 1. Grades $\{B_1A_1B_1\}$ und

" " (m+2)ten " $\{B_1'C_1'B_1''\}$.

Die Grundlinien dieser beiden Zwickel sind

$$\overline{B_1B_1'} = A_1 \text{ und } \overline{B_1'B_1''} = -P \frac{h}{m+2} = -\frac{Ph}{m+2}.$$

Ihre Schwerpunkte liegen im Abstände $s_1 = \frac{1}{3}$

resp. $s_2 = \frac{h}{m+4}$ von der Auflagersenkrechten

durch B. Da der Balken in B eingespannt ist, so muß die Neigung seiner elastischen Linie in diesem Punkte Null sein. Nach dem Satze v. d. N. d. e. L.⁷⁾ ist nun diese Neigung gleich der Querkraft im Punkte (B) eines mit dem $\frac{1}{EJ}$ -fachen

der Momentenfläche ($B_1A_1C_1'B_1''B_1$) belasteten einfachen Balkens (A)(B). Diese Querkraft ist nun bekanntlich umgekehrt gleich dem Auflagerdrucke (B). Diese Betrachtung ergibt folgende Gleichung zur Berechnung von A:

$$(Q_B) = -(B) = -\frac{1}{EJ} \left[\left(\frac{1}{2} |A_1| \right) \frac{\frac{2}{3} l}{1} - \left(\frac{1}{m+3} h \frac{Ph}{m+2} \right) \frac{1 - \frac{h}{m+4}}{1} \right] = 0$$

woraus

$$A = \frac{3}{(m+2)(m+3)} P \frac{h^2}{l^2} \cdot \frac{1 - \frac{h}{m+4}}{1} \quad (22)$$

Spezialfälle:

Bestimmung des Auflagerdruckes A des halbeingespannten Trägers AB (Fig. 14) für folgende Belastungsfälle:

1. Belastungsfall: Einzellast P in C.

In Formel (22) wird $m = -1$ eingesetzt.

$$A_{-1} = \frac{3}{2} P \frac{h^2}{l^2} \cdot \frac{1 - \frac{h}{3}}{1} \quad (23)$$

2. Belastungsfall: Gleichmäßig über die Strecke CB (Fig. 14) verteilte Belastung P.

In Formel (22) wird $m = 0$ eingesetzt.

$$A_0 = \frac{1}{2} P \frac{h^2}{l^2} \cdot \frac{1 - \frac{h}{4}}{1} \quad (24)$$

3. Belastungsfall: Dreieck P über CB.

In Formel (22) wird $m = +1$ eingesetzt.

⁷⁾ Bedeutet: von der Neigung der elastischen Linie.

$$A_1 = \frac{1}{4} P \frac{h^2}{l^2} \cdot \frac{1 - \frac{h}{5}}{1} \quad (25)$$

4. Belastungsfall: Gleichmäßig über den ganzen Balken verteilte Last P.

In Formel (24) wird $h = l$ gemacht.

$$A_0' = \frac{3}{8} P \quad (26)$$

5. Belastungsfall: Dreiecklast über den ganzen Balken verteilt.

In Formel (25) wird $h = l$ gemacht.

$$A_1' = \frac{1}{5} P \quad (27)$$

Aufgabe 5.

Bestimmung der Einflußfläche für das Biegemoment im Querschnitte C des halbeingespannten Balkens AB (Fig. 15).

1. Nach R. Land (vgl. S. 230) kann diese Einflußlinie als diejenige elastische Linie des Balkens aufgefaßt werden, welche entsteht, wenn seine Achse im Punkte C um einen Winkel $= -1$ gebrochen wird, bei gleichzeitiger Beibehaltung der Auflagerbedingungen.

2. Es werden zuerst in den Punkten A, B und C reibungslose Gelenke gedacht und die Balkenachse im Punkte C um einen Winkel $B''C'B' = -1$ geknickt.

3. Dadurch sind die Auflagerbedingungen verletzt worden, denn der Auflagerquerschnitt B des Balkens hat sich um einen Winkel

$$\beta = -\frac{\overline{A'A''}}{\overline{A'B'}} = -\frac{\overline{A'C'}}{\overline{A'B'}}$$

oder

$$\beta = -\frac{a}{l} \quad (28)$$

gedreht.

4. Um die Auflagerbedingungen zu erfüllen, muß die Balkenachse im Punkte B' um einen Winkel $-\beta$ gedreht werden. Diese Drehung ruft im Punkte A einen Auflagerdruck hervor, welcher Biegemomente im Balken erzeugt, die durch das Dreieck $B_1A_1B_1'$ dargestellt werden.

5. Die maßgebende Ordinate $\overline{B_1B_1'} = M$ dieser Momentenfläche berechnet sich aus folgender Biegunsgleichung:

$$-\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l \frac{M}{EJ} \right) + \beta = 0$$

oder

$$-\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} l \frac{M}{EJ} \right) - \frac{a}{l} = 0$$

woraus

$$M = -\frac{3aEJ}{l^2} \quad (29)$$

6. Durch Kombination der Biegefläche (A'C''B'A'), welche der Knickung der Balkenachse im Punkte C mit der Biegefläche (A₂C₂''B₂A₂), welche den durch die Auflagerbedingungen her-

Die Ordinaten k_D und m_D berechnen sich wie folgt:

$$k_D = \frac{b}{l} x_d \dots \dots \dots (31)$$

$$\begin{aligned} m_D &= (A) x_d - \text{Zwickel } (D_1 A_1 D_1) \cdot \frac{x_d}{3} \\ &= \frac{1}{3} \cdot \frac{-\frac{1}{2} l \frac{3 a E J}{l^2}}{E J} x_D \\ &\quad - \left\{ \frac{-\frac{1}{2} l \frac{3 a E J}{l^2}}{E J} \cdot \frac{x_D^2}{l^2} \right\} \cdot \frac{x_D}{3} \end{aligned}$$

oder

$$m_D = -\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{l} x_D + \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{l^3} x_D^3 \dots \dots (32)$$

8. Die Ordinate η_k im Abstände x_k'' von B ist

$$\eta_k = k_k + m_k \dots \dots \dots (33)$$

worin

$$k_k = \frac{a}{l} x_k'' \dots \dots \dots (34)$$

und

$$m_k = -\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{l} x_k + \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{l^3} x_k^3 \dots \dots (35)$$

9. Die Betrachtung der Figur 15 lehrt uns, daß die gesuchte Einflußfläche als (algebraische) Summe der vier Normalzwickel $\{B'A'B''\}$, $\{B''C''B'\}$, $\{B_2A_2B_2'\}$ und $\{B_2'A_2C_2''B_2\}$ betrachtet werden kann.

Die drei ersten dieser Zwickel sind vom ersten und der letzte vom 3. Grade.

§ 8. Der eingespannte Träger⁸⁾.

Aufgabe 6.

Untersuchung der Momentenfläche eines mit einem Normalzwickel m ten Grades belasteten eingespannten Trägers AB (Fig. 16).

Eine ähnliche Überlegung, wie unter § 7 S. 21, zeigt, daß die Momentenfläche sich aus folgenden vier Normalzwickeln zusammensetzt:

- Dem Normalzwickel 1. Grades $\{A_1 B_1 A_1''\}$
 " " 1. " $\{B_1 A_1'' B_1'\}$
 " " 1. " $\{B_1' A_1'' B_1'\}$
 " " $(m+2)$ ten " $\{B_1' C_1' B_1''\}$

Die Grundlinien dieser Zwickel sind:

$$\overline{A_1 A_1''} = M_A, \quad \overline{B_1 B_1'} = M_B, \quad \overline{B_1' B_1''} = \frac{P h}{m+2}$$

⁸⁾ Benennung nach der „Hütte“.

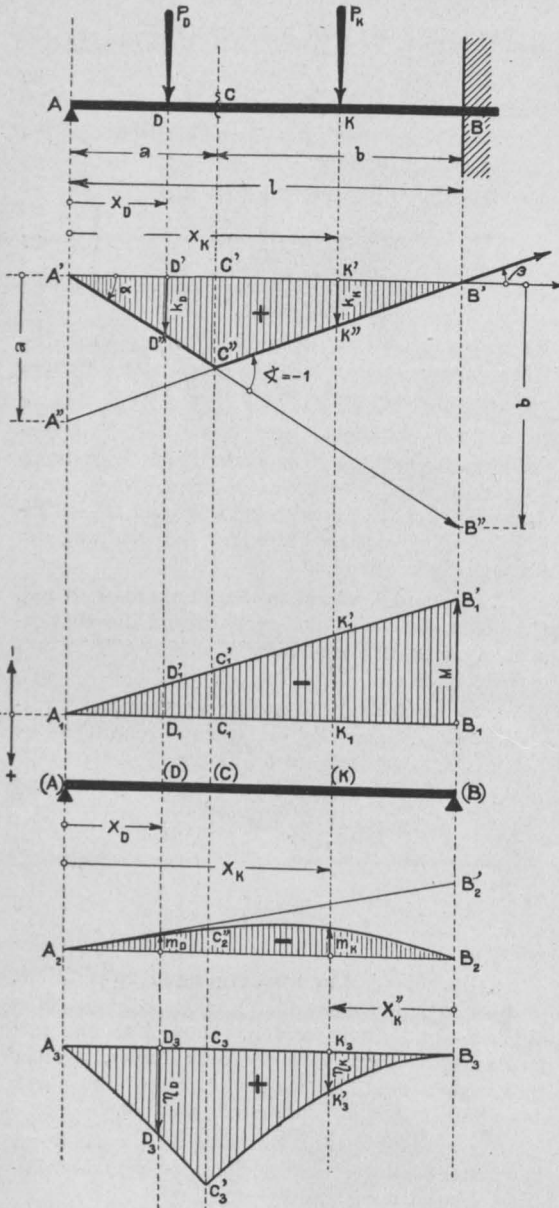


Fig. 15.

vorgerufenen Biegemomenten entspricht, wird die gesuchte Einflußfläche ($A_3 C_3' B_3 A_3$) erzeugt.

7. So ist z. B. die Ordinate

$$\eta_D = k_D + m_D \dots \dots \dots (30)$$

Wird der einfache Balken $\overline{A(B)}$ mit dem $\frac{1}{EJ}$ -fachen der schraffierten Momentenfläche belastet, so müssen die beiden Querkräfte $(Q)_A$ und $(Q)_B$ nach dem Satze v. d. N. d. e. L. verschwinden.

Nun aber ist:

$$0 = (Q)_A = (A) = \frac{1}{EJ} \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_A + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_B + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l \frac{Ph}{(m+2)} - \frac{1}{(m+3)} h \frac{Ph}{(m+2)} \cdot \frac{m+4}{1} \right]$$

und

$$0 = (Q)_B = -(B) = -\frac{1}{EJ} \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_A + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_B + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l \frac{Ph}{(m+2)} - \frac{1}{(m+3)} h \frac{Ph}{(m+2)} \cdot \frac{1-m+4}{1} \right].$$

Hieraus entstehen folgende Gleichungen zur Bestimmung von M_A und M_B :

$$2M_A + M_B = -\frac{Ph}{m+2} \left[1 - \frac{6}{(m+3)(m+4)} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right],$$

$$M_A + 2M_B = -\frac{Ph}{m+2} \left[2 - \frac{6}{m+3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{\left(1 - \frac{h}{m+4} \right)}{1} \right].$$

Die Auflösung dieser Gleichungen ergibt:

$$M_A = -\frac{2}{(m+2)(m+3)(m+4)} \cdot \frac{h}{l} \left[(m+4) - 3 \frac{h}{l} \right] Ph \quad (36)$$

$$M_B = -\frac{2}{(m+2)(m+3)(m+4)} \cdot \frac{h}{l} \left[3 \frac{h}{l} + (m+4) \left(\frac{m+3}{2} \cdot \frac{1}{h} - 2 \right) \right] Ph \quad (37)$$

Spezialfälle.

Bestimmung der Einspannmomente M_A und M_B des eingespannten Trägers \overline{AB} (Fig. 16) für folgende Belastungsfälle.

1. Belastungsfall: Einzellast P in C .

Es wird $m = -1$ in die Formeln (36) und (37) eingesetzt:

$$M_A = -\frac{Ph^2}{l^2} h' \quad (38)$$

$$M_B = -\frac{Ph^2}{l^2} h \quad (39)$$

2. Belastungsfall:

Gleichmäßig über die Strecke \overline{CB} (Fig. 16) verteilte Belastung P .

Es wird $m = 0$ in die Formeln (36) und (37) eingesetzt:

$$M_A = -\frac{1}{12} P \left(\frac{h}{l} \right)^2 (l + 3h') \quad (40)$$

$$M_B = -\frac{1}{12} P \left(\frac{h}{l} \right)^2 \left[3h + 2 \frac{l}{h} (3h' - h) \right] \quad (41)$$

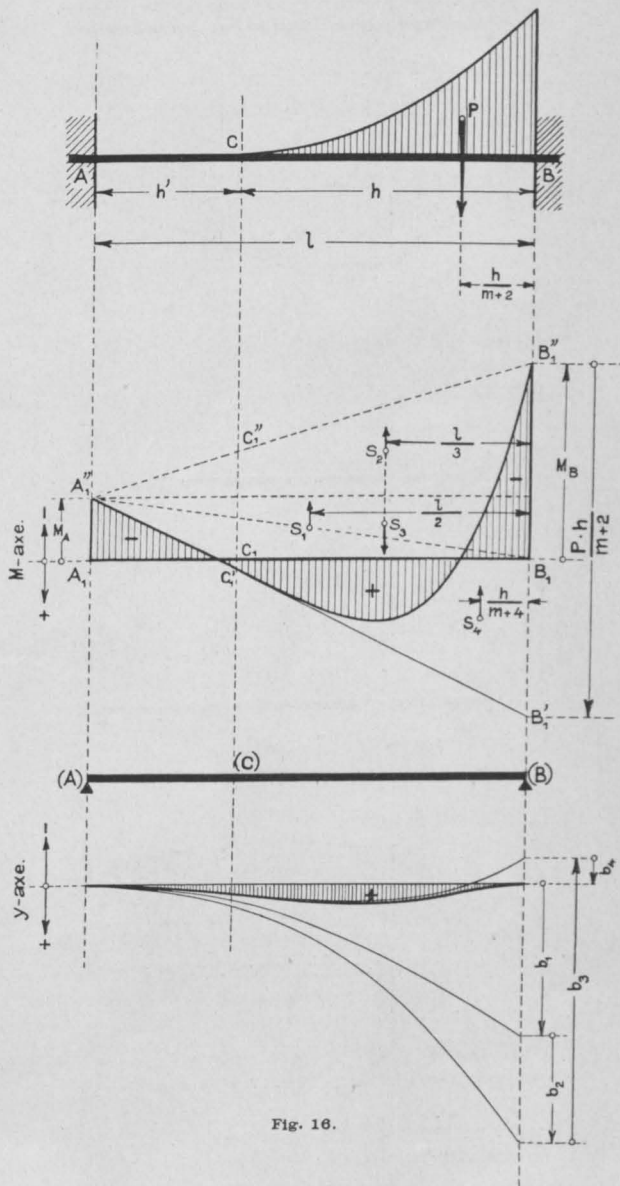


Fig. 16.

3. Belastungsfall:

Dreiecklast P über \overline{CB} (wie in Fig. 13).

Es wird $m = +1$ in die Formeln (36) und (37) eingesetzt:

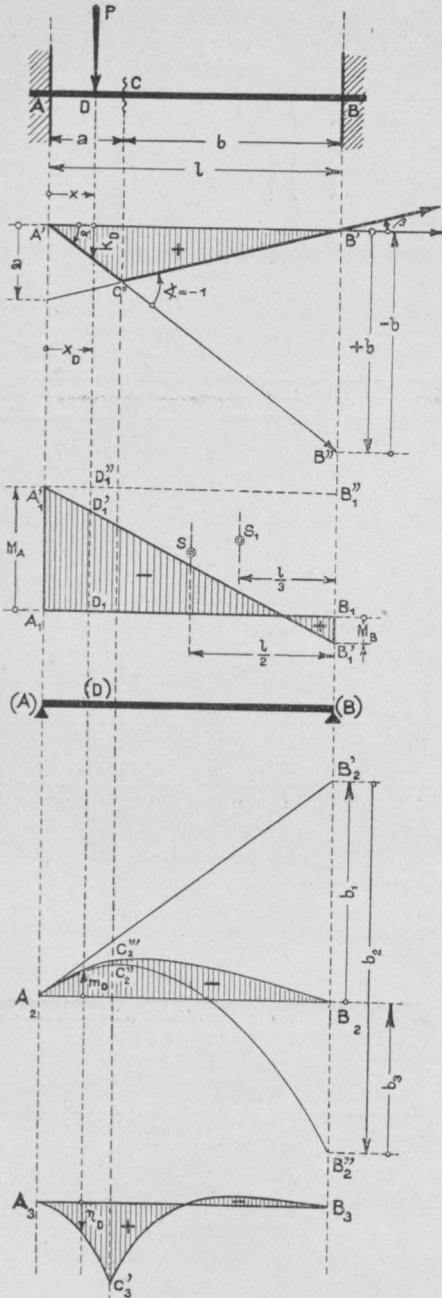


Fig. 17.

$$M_A = -\frac{1}{30} P \left(\frac{h}{l} \right)^2 \left[2l + 3h' \right] \dots \dots \dots (42)$$

$$M_B = -\frac{1}{30} P \left(\frac{h}{l} \right)^2 \left[3h + 10l \frac{h'}{h} \right] \dots \dots \dots (43)$$

4. Belastungsfall:

Gleichmäßig über den ganzen Balken verteilte Last P.

Es wird $h=1$ und also $h'=0$ in den Formeln (36) und (37) eingesetzt:

$$M_A = -\frac{1}{12} P l \dots \dots \dots (44)$$

$$M_B = -\frac{1}{12} P l \dots \dots \dots (45)$$

5. Belastungsfall:

Dreiecklast über den ganzen Balken verteilt.

Es wird $h=1$ und $h'=0$ in den Formeln (36) und (37) eingesetzt:

$$M_A = -\frac{1}{15} P l \dots \dots \dots (46)$$

$$M_B = -\frac{1}{10} P l \dots \dots \dots (47)$$

Aufgabe 7.

Bestimmung der Einflußlinie für das Biegemoment in einem beliebigen Querschnitte C des eingespannten Trägers AB (Fig. 17).

Nach Land (vergl. Seite 230) kann diese Einflußlinie als diejenige Biegelinie des Balkens AB aufgefaßt werden, welche durch eine Knickung der Balkenachse im Punkte C um einen Winkel $= -1$ entsteht.

Diese Biegelinie wird am einfachsten auf folgende Weise bestimmt:

In den Punkten A, B und C werden reibungslose Gelenke gedacht und die Balkenachse im Punkte C' um einen Winkel $B''C'B' = -1$ geknickt.

Die Auflagerbedingungen wären somit nicht erfüllt, denn die Balkenachse hat sich in A und B um den Winkel

$$\alpha = \frac{b}{l} \text{ resp. } \beta = -\frac{a}{l}$$

gedreht. Diese Verdrehungen können nur durch Biegemomente verhindert werden, welche durch die Fläche $(A_1B_1B'_1A'_1)$ [Fig. 17] dargestellt werden. Dieser Momentenfläche entspricht eine Biegelinie $(A_2C_2''B_2)$ [Fig. 17], deren Ordinaten m_D zu den entsprechenden Ordinaten k_D der Biegelinie $(A'C'B')$ algebraisch addiert werden müssen, um die Ordinaten n_D der Einflußlinie $A_3C_3B_3$ zu erhalten.

Die maßgebenden Ordinaten M_A und M_B der Momentenfläche $(A_1B_1B'_1A'_1)$ können mit dem Satze v. d. N. d. e. L. leicht bestimmt werden:

Wird der einfache Balken $(A)(B)$ mit dem $\frac{1}{EJ}$ -fachen der Momentenfläche $(A_1B_1B'_1A'_1)$ belastet, so entstehen in den Punkten (A) und (B) die beiden Querkkräfte:

$$\begin{aligned} (Q)_A &= -\frac{1}{EJ} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_A + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_B \right) = \alpha' \\ \text{resp.} \\ (Q)_B &= -\frac{1}{EJ} \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_A + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_B \right) = \beta'. \end{aligned}$$

Um die Auflagerbedingungen zu erfüllen, müssen die Winkel α' und β' die Summen $(\alpha + \alpha')$ und $(\beta + \beta')$ annullieren.

Es müssen also die Momente M_A und M_B folgende Bedingungsgleichungen erfüllen:

$$(\alpha + \alpha') = \frac{b}{l} + \frac{1}{EJ} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_A + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_B \right) = 0,$$

$$(\beta + \beta') = -\frac{a}{l} - \frac{1}{EJ} \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_A + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l M_B \right) = 0.$$

Hieraus berechnen sich M_A und M_B zu

$$M_A = -\frac{2 EJ}{l^2} (2b - a) \dots \dots \dots (48)$$

$$M_B = -\frac{2 EJ}{l^2} (2a - b) \dots \dots \dots (49)$$

Fig. 17 zeigt, daß die Einflußlinie ($A_3 C_3 B_3$) als algebraische Summe folgender 5 Normalzwickel betrachtet werden kann: $\{B'A'B''\}$, $\{B''C''B'\}$,

$\{B_2 A_2 B_2'\}$, $\{B_2' A_2 C_2'' B_2''\}$, $\{B_2'' C_2'' A_2 C_2''' B_2\}$; die drei ersten Zwickel sind vom ersten, der vierte vom zweiten und der letzte vom dritten Grade.

Die Grundlinien dieser Zwickel sind:

$$\overline{B'B''} = +b, \quad \overline{B''B'} = -b,$$

$$\overline{B_2 B_2'} = (A)l = \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{l M_A}{EJ} + \frac{1}{3} \cdot \frac{l (M_B - M_A)}{EJ} \right] l = -b \quad (50)$$

[nach Einsetzen der Werte von M_A und M_B aus den Formeln (48) und (49)]

$$\overline{B_2' B_2''} = -\frac{l M_A}{EJ} \cdot \frac{1}{2} = 2b - a \dots \dots \dots (51)$$

endlich:

$$\overline{B_2'' B_2} = -\frac{\frac{1}{2} l (M_B - M_A)}{EJ} \cdot \frac{1}{3} = -b + a \dots \dots (52)$$

Die Kenntnis dieser Grundlinien genügt zur Berechnung sämtlicher Ordinaten, wie k_D und m_D und somit der Ordinaten der gesuchten Einflußlinie nach der Formel

$$\eta_D = k_D + m_D \dots \dots \dots (53)$$

(Fortsetzung folgt.)

DRUCKVERSUCHE MIT BETONWÜRFELN.

Zusammenfassung von Ergebnissen,

ermittelt in der Materialprüfungsanstalt an der Königl. Technischen Hochschule Stuttgart.

Von Otto Graf (Stuttgart).

(Fortsetzung und Schluß von S. 203.)*

V. Einfluß der Höhe der ersten Stampfschicht bei Würfeln von 30 cm Kantenlänge.

Würfel aus Stampfbeton, deren erste Schicht 20 cm und deren zweite Schicht 10 cm hoch war, ergaben ein wenig größere Druckfestigkeit als Würfel mit 2 gleichen Schichten von je 15 cm Höhe. Das Mehr betrug im Durchschnitt rund 4% (Vergl. Armierter Beton 1910, S. 279, Abschnitt C.)

VI. Erschütterungen unmittelbar nach der Herstellung der Würfel.

Im Jahre 1904 ist erstmals in Stuttgart die Beobachtung gemacht worden, daß Erschütterungen, welche der fertige Betonkörper vor seinem Abbinden erfährt, die Festigkeit bedeutend erhöhen können²²⁾.

²²⁾ Vergl. C. Bach, Mitteilungen über Forschungsarbeiten, 1905, Heft 22, S. 26 und 27. (Die Beobachtungen stammen von Körpern mit drei verschiedenen Wasserzusätzen.)

Spätere Versuche (1909) zeigten, daß dieser Einfluß der Erschütterungen unter sonst gleichen Verhältnissen bei verschiedenen Zementen verschieden groß ist²³⁾.

VII. Würfelfestigkeit nach feuchter und nach trockener Lagerung.

(Im geschlossenen Raum.)

Die Versuche erstrecken sich:

- a) auf Würfel, die bis zur Prüfung auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt, aufbewahrt waren,
- b) auf Würfel, die bis zum 7. Tag unter nassen Säcken, dann trocken (in einem bedeckten Raum) lagerten.

²³⁾ Vergl. C. Bach und O. Graf, Armierter Beton 1910, S. 280, Abschnitt D.

*) In Heft 6 soll es heißen auf S. 198, Fußbemerkung 8, statt „Seite 7“: Seite 200; auf S. 199, unter II, Zeile 4, statt „Seite 2“: Seite 198.

Unter III, E (S. 202) ist bereits über solche Versuche mit 3 verschiedenen Mischungsverhältnissen und 2 verschiedenen Wasserzusätzen berichtet. Alter 28 Tage. Zur Gewinnung einer Übersicht seien die Ergebnisse nochmals wieder gegeben.

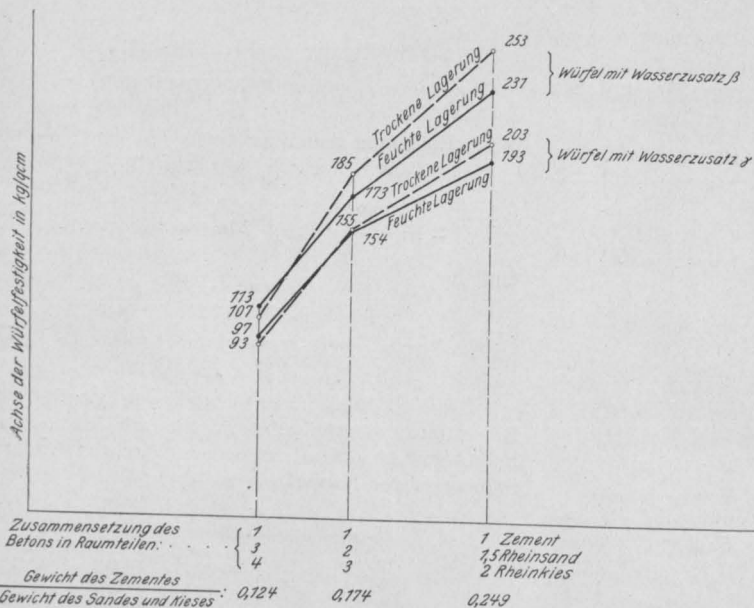


Fig. 2.

Die Druckfestigkeit wurde ermittelt (Durchschnittswerte)

für die Mischung . . .	1:3:4	1:2:3	1:1,5:2
für Beton mit Wasserzusatz β			
nach feuchter Lagerung zu	113	173	231 kg/qcm
nach trockener Lagerung zu	107	185	253 „
somit nach trockener Lagerung	-6	+12	+22 „
d. i.	-5	+7	+10‰;

für Beton mit Wasserzusatz γ

nach feuchter Lagerung zu	97	154	193 kg/qcm
nach trockener Lagerung zu	93	155	203 „
somit nach trockener Lagerung	-4	+1	+10 „
d. i.	-4	+1	+5‰.

In Fig. 2 sind die Ergebnisse zeichnerisch dargestellt.

Hieraus erhellt, daß sich die Größe und Richtung des Einflusses der Lagerung namentlich abhängig erwies vom Mischungsverhältnis. Für die magere Mischung 1:3:4 ergaben sich nach trockener Lagerung um 5% bzw. 4% kleinere Werte als nach feuchter Lagerung; umgekehrt fanden sich bei der Mischung 1:2:3 und noch mehr bei der Mischung 1:1,5:2 nach trockener Lagerung die größeren Werte, und zwar beträgt das Mehr 7 bzw. 10% und 10 bzw. 5%. Die Unterschiede sind bei Wasserzusatz γ kleiner ausgefallen als bei Wasserzusatz β .

Aus den Beobachtungen mit älteren Körpern seien die folgenden herausgegriffen.

3 Jahre alte Prismen ($12 \times 12 \times 70$ cm), hergestellt im Jahre 1910 aus Portlandzement „H“ und Rheinsand (0 bis 7 mm), lieferten die Druckfestigkeit.

bei der Mischung (Zement: Sand)	1:1	1:2	1:5
nach feuchter Lagerung zu	529	401	159 kg/qcm,
nach trockener Lagerung zu	405	345	140 „
somit weniger bei trockener Lagerung um	124	56	19 „
d. i.	-23	-14	-12‰.

Bei den 3 Jahre alten Körpern fand sich somit die Druckfestigkeit nach feuchter Lagerung für alle drei Mischungen größer als nach trockener Lagerung; das Mehr ist verhältnismäßig größer ausgefallen bei den fetteren Mischungen.

Bei weiterer Beurteilung des Einflusses der Lagerung sind die Ergebnisse in Zusammenstellung 7 zu beachten. Diese zeigen, daß Würfel, die längere Zeit trocken gelagert haben, dann aber vor der Prüfung durchnäßt wurden, geringere Festigkeit lieferten als Würfel, die bis zur Prüfung trocken aufbewahrt worden sind. Der Unterschied beträgt 7 bis 13%, wie die Vergleichszahlen in Zusammenstellung 7 erkennen

Zusammenstellung 7.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Zusammensetzung des Betons (Raumteile)	Alter am Prüfungstag	Würfelfestigkeit in kg/qcm							
	Tage	Lagerung der Würfel:							
		auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt bis zum Prüfungstag	bis zum 7. Tag mit nassen Säcken bedeckt, dann trocken gelagert	24 Stunden	2 Tage	3 Tage	4 Tage	5 Tage	6 Tage
		lang unmittelbar vor der Prüfung unter Wasser aufbewahrt							
1. 1 Zement „D“, 2 Rheinsand, 3 Rheinkies, Wasserzusatz α	45	—	(298 + 310) : 2 = 304 [1]	(276 + 281) : 2 = 278 [0,91]	(284 + 277) : 2 = 280 [0,92]	(284 + 255) : 2 = 269 [0,88]	(278 + 262) : 2 = 270 [0,89]	(269 + 263) : 2 = 266 [0,87]	(265 + 291) : 2 = 278 [0,91]
2. 1 Zement „H XII“, 2 Rheinsand, 3 Rheinkies, Wasserzusatz zwischen α und β	88	(248 + 247 + 246) : 3 = 247 (1) [0,92]	(268 + 271 + 269) : 3 = 269 (1,09) [1]	(245 + 246 + 255) : 3 = 249 (1,01) [0,93]	—	—	—	—	—
3. 1 Zement „D“, 6 Sand und Kies aus Waldsee, Wasserzusatz zwischen α und β .	93	(294 + 291 + 281) : 3 = 289 (1) [0,96]	(300 + 297 + 302) : 3 = 300 (1,04) [1]	(263 + 263 + 266) : 3 = 264 (0,91) [0,88]	—	—	—	—	—

lassen. Die Dauer der feuchten Lagerung unmittelbar vor der Prüfung erwies sich — innerhalb der gewählten Grenzen — ohne erheblichen Einfluß auf die Größe der Würfelfestigkeit.

VIII. Lagerung von Betonwürfeln im Freien. (Einfluß von Kälte und Wärme.)

A. Versuche im Winter 1910/1911.

Die Untersuchungen erstrecken sich auf 4 Versuchsreihen mit Würfeln von 30 cm Kantenlänge. Zu jeder Reihe gehören

a) 3 bzw. 2 Würfel, in einem geschlossenen Raum normengemäß hergestellt und gelagert,

b) 3 bzw. 2 Würfel, gleichzeitig und aus derselben Mischung wie die Körper unter a) normengemäß gestampft, jedoch in einem offenen

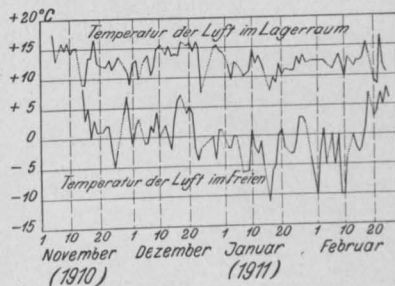


Fig. 3.

Schuppen; die Würfel wurden nach dem Entformen (24 Stunden nach dem Einstampfen) im Freien 30 cm über dem Boden auf Holzbalken ohne jede weitere Behandlung gelagert.

Die Temperatur, welche über die Dauer der Versuche in dem geschlossenen Lagerraum jeweils morgens 8 Uhr festzustellen war, ist in dem oberen Linienzug der Fig. 3 angegeben. Die Temperatur der Luft im Freien, ebenfalls morgens 8 Uhr ermittelt, findet sich im unteren Linienzug der Fig. 3 eingetragen, sie liegt in der Regel bedeutend unter der Temperatur im Lagerraum und erreicht ihren tiefsten Stand am 16. Januar 1911 mit -12°C .

Bei allen Versuchen waren die Materialien bis zur Verwendung in einem geschlossenen, geheizten Raum aufbewahrt.

1. 6 Würfel aus Stampfbeton von 1 Raumteil Zement „H“, 2 Raumteilen Rheinsand (0 bis 7 mm), 3 Raumteilen Rheinkies (7 bis 20 mm), 6,6 % Wasser; hergestellt am 17. November 1910.

Die Prüfung im Alter von 103 Tagen ergab die Druckfestigkeit

der im Lagerraum normengemäß aufbewahrten Würfel zu

$$(391 + 377 + 370) : 3 = 379 \text{ kg/qcm,}$$

der im Freien gelagerten Würfel zu

$$(380 + 379 + 373) : 3 = 377 \text{ kg/qcm.}$$

Ein ausgeprägter Einfluß der Lagerung ist hiernach nicht festgestellt worden.

2. 6 Würfel aus weichem Beton (Eisenbeton) von 1 Raumteil Zement „H“, 2 Raumteilen Rheinsand (0 bis 7 mm), 3 Raumteilen Rheinkies (7 bis 20 mm), 9,5% Wasser²⁴⁾; hergestellt am 23. November 1910.

Die Mischung unterscheidet sich von der unter 1 bezeichneten nur durch die Größe des Wasserzusatzes.

Die Druckfestigkeit wurde im Alter von 97 Tagen ermittelt

bei den im Lagerraum normengemäß aufbewahrten Würfeln zu

$$(256 + 265 + 265) : 3 = 262 \text{ kg/qcm,}$$

bei den im Freien gelagerten Würfeln zu

$$(238 + 235 + 238) : 3 = 237 \text{ kg/qcm.}$$

Hiernach ist die Festigkeit der im Freien gelagerten Würfel um

$$\frac{262 - 237}{262} \cdot 100 = 10\%$$

geringer ausgefallen als die Festigkeit der normengemäß gelagerten Würfel.

3. 6 Würfel aus Stampfbeton von 1 Raumteil Zement „H“, 3 Raumteilen Rheinsand (0 bis 7 mm), 4 Raumteilen Rheinkies (7 bis 20 mm), 6,8% Wasser; hergestellt am 12. November 1910.

Die Würfel dieser Reihe unterscheiden sich von den unter 1 genannten durch das Mischungsverhältnis (hier 1:3:4, dort 1:2:3).

Die Druckfestigkeit fand sich im Alter von 102 Tagen

für die im Lagerraum normengemäß aufbewahrten Körper zu

$$(276 + 290 + 280) : 3 = 282 \text{ kg/qcm,}$$

für die im Freien gelagerten Körper zu

$$(254 + 245 + 242) : 3 = 247 \text{ kg/qcm,}$$

somit für die im Freien gelagerten Würfel um

$$\frac{282 - 247}{282} \cdot 100 = 12\%$$

kleiner.

²⁴⁾ Wasserzusatz β , vgl. Seite 200.

4. 4 Würfel aus Stampfbeton von 1 Raumteil Zement „H“, 2 Raumteilen Rheinsand, 4 Raumteilen Kalksteinschotter, 6,5% Wasser; hergestellt am 7. Dezember 1910.

Im Alter von 83 Tagen ergab sich die Würfel-festigkeit

bei den im Lagerraum normengemäß aufbewahrten Körpern zu

$$(407 + 405) : 2 = 406 \text{ kg/qcm,}$$

bei den im Freien gelagerten Körpern zu

$$(399 + 405) : 2 = 402 \text{ kg/qcm.}$$

Ein ausgeprägter Einfluß der Lagerung ist hiernach nicht festgestellt worden.

5. Zusammenfassung der Ergebnisse unter 1 bis 4.

Bei den Stampfbetonkörpern aus den fetten Mischungen Ziff. 1 und 4 blieb die verschiedene Lagerung ohne ausgeprägten Einfluß auf die Größe der Würfel-festigkeit.

Bei den Würfeln aus dem weichem Beton Ziff. 2 (Wasserzusatz β , vgl. S. 200) fand sich die Festigkeit der im Freien gelagerten Würfel um 10% geringer als die Festigkeit der normengemäß gelagerten Würfel.

Bei den Stampfbetonkörpern aus der mageren Mischung Ziff. 3 ergab sich die Festigkeit nach der Lagerung im Freien um 12% geringer als nach der normengemäßen Lagerung.

B. Versuche mit Würfeln von 30 cm Kantenlänge, hergestellt in der Zeit vom 1. Juni bis 18. Dezember 1911.

Die Versuche sind als Nebenarbeit bei Eisenbetonuntersuchungen durchgeführt worden, derart, daß jeweils zu einem Würfel, der im geschlossenen Raum feucht (auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt) zu lagern war, aus demselben Beton noch ein zweiter Würfel im Freien hergestellt und aufbewahrt wurde. Diese zweiten Würfel blieben im Freien ohne jede Behandlung; sie waren rd. 30 cm über dem Boden auf Holzbalken gelegt und allen Witterungseinflüssen ausgesetzt.

In Fig. 4 zeigt der obere, stark ausgezogene Linienzug die Temperaturen im geschlossenen Lagerraum und der schwach ausgezogene Linienzug die Temperatur der Luft im Freien; diese Temperaturen wurden täglich — ausgenommen Sonn- und Feiertage — mittags 12 Uhr festgestellt. Im unteren Teil der Fig. 4 finden sich Angaben über die Größe der Niederschläge

(Regenhöhen) nach den Mitteilungen der meteorologischen Zentralstation in Stuttgart. Hervorzuheben ist, daß von Anfang Juli bis Mitte September 1911 nur sehr geringe Regenmengen gefallen sind; gleichzeitig herrschte eine außerordentlich hohe Lufttemperatur.

Die Ergebnisse der Versuche sind in Zusammenstellung 8 niedergelegt. Spalte 1 enthält Angaben über die Zusammensetzung des Betons. Die Spalten 2 bis 4 geben Aufschluß über die Her-

stellungszeit und das Alter der Würfel am Prüfungstag (43 bis 46 Tage). In Spalte 5 und 6 finden sich die Ergebnisse der im geschlossenen Raum feucht gelagerten, in Spalte 7 und 8 die Ergebnisse der im Freien aufbewahrten Körper. Spalte 9 zeigt die Werte $K:K_1$, d. i. das Verhältnis der Würfel Festigkeit K der feucht gelagerten Körper zur Würfel Festigkeit K_1 der im Freien aufgestellten Körper.

Das Verhältnis $K:K_1$ beträgt:

Zusammenstellung 8.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Zusammensetzung des Betons	Herstellungs- tag	Prüfungstag	Alter Tage	Lagerung auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt		Lagerung im Freien		K K ₁
				Raum- gewicht des Betons	Druck- festig- keit K kg/qcm	Raum- gewicht des Betons	Druck- festig- keit K ₁ kg/qcm	
1 Teil Zement, 2 Teile Rheinsand, 3 " Rheinkies, 90% Wasser (zwischen Wasserzusatz α und β, vgl. S. 200)	1. Juni 1911	15. Juli 1911	44	2,34	255	2,29	204	1,25
	7. " "	22. " "	45	2,33	225	2,30	213	1,06
	13. " "	27. " "	44	2,33	226	2,31	226	1,00
	16. " "	31. " "	45	2,33	248	2,29	250	0,99
	21. " "	4. Aug. "	44	2,32	222	2,28	213	1,04
	21. " "	4. " "	44	2,32	241	2,28	222	1,09
	20. Juli "	1. Sept. "	43	2,33	229	2,29	203	1,13
	20. " "	1. " "	43	2,32	212	2,28	203	1,04
	7. Aug. "	20. " "	44	2,33	240	2,28	193	1,24
	3. Okt. "	17. Nov. "	45	2,33	221	2,30	220	1,00
	3. " "	17. " "	45	2,32	235	2,31	221	1,06
	29. Nov. "	13. Jan. 1912	45	2,34	232	2,33	234	0,99
	29. " "	13. " "	45	2,34	240	2,32	233	1,03
	5. Dez. "	20. " "	46	2,34	242	2,32	220	1,10
	5. " "	20. " "	46	2,34	237	2,31	218	1,09
	12. " "	27. " "	46	2,34	227	2,32	211	1,08
	12. " "	27. " "	46	2,34	221	2,32	220	1,00
	18. " "	1. Febr. "	45	2,34	249	2,32	225	1,11
	18. " "	1. " "	45	2,34	240	2,32	221	1,09
1 Teil Zement, 3 Teile Rheinsand, 4 " Rheinkies, 9,7% Wasser (Wasserzusatz β, vgl. S. 200)	9. Aug. 1911 ²⁵⁾	23. Sept. 1911	45	2,28	132	2,28	103	1,28
	9. " " ²⁵⁾	23. " "	45	2,28	129	2,28	100	1,29
	13. Sept. 1911	27. Okt. "	44	2,31	122	2,27	115	1,06
	22. " "	4. Nov. "	43	2,31	128	2,28	124	1,03
	10. Okt. "	24. " "	45	2,30	136	2,27	119	1,14
	10. " "	24. " "	45	2,31	141	2,26	118	1,19
	1. Nov. "	16. Dez. "	45	2,33	147	2,28	118	1,25
	1. " "	16. " "	45	2,31	149	2,30	119	1,25
	8. " "	22. " "	44	2,31	111	2,28	109	1,02
	8. " "	22. " "	44	2,31	115	2,28	110	1,05
	8. " "	22. " "	44	2,32	144	2,30	111	1,30
	13. " " ²⁶⁾	29. " "	46					

²⁵⁾ 9,5 % Wasserzusatz.

²⁶⁾ 9,2 % " "

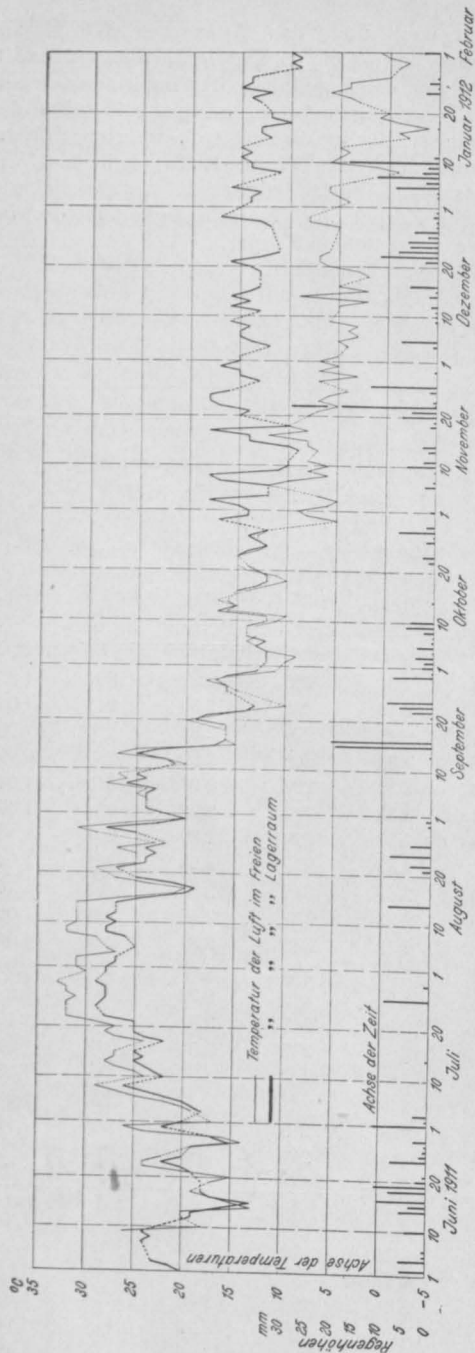


Fig. 4

- a) bei den Würfeln aus der Mischung 1:2:3
 $(1,25 + 1,06 + 1,00 + 0,99 + 1,04 + 1,09 + 1,13 + 1,04 + 1,24 + 1,00 + 1,06 + 0,99 + 1,03 + 1,10 + 1,09 + 1,08 + 1,00 + 1,11 + 1,09) : 19 = 1,07$;
- b) bei den Würfeln aus der Mischung 1:3:4
 $(1,28 + 1,29 + 1,06 + 1,03 + 1,14 + 1,19 + 1,25 + 1,25 + 1,02 + 1,05 + 1,30) : 11 = 1,17$.

Hieraus ist folgendes zu erkennen.

Die Festigkeit der im geschlossenen Raum feucht aufbewahrten Würfel ist bei der Mischung 1:2:3 im Mittel um 7%, bei der Mischung 1:3:4 im Mittel um 17% größer ausgefallen als die Festigkeit der im Freien gelagerten Würfel²⁷⁾.

Werden die Einzelwerte betrachtet, so läßt sich ein ausgeprägter Einfluß der Jahreszeit auf die Größe von $K:K_1$ nicht feststellen.

Die Ergebnisse stehen in guter Übereinstimmung mit den S. 246 (unter A, 5) mitgeteilten Beobachtungen.

IX. Einfluß der Beschaffenheit der Druckfläche.

Die Versuche sind mit Betonwürfeln von 30 cm Kantenlänge durchgeführt worden und zwar:

- a) mit Würfeln, bei denen die obere Fläche (Stampffläche) mit einer dünnen Schicht aus reinem Zement versehen und bei denen diese Zementschicht parallel der unteren Fläche gehobelt war,
- b) mit Würfeln, bei denen die obere Fläche nur mit dem Lineal abgeglichen war.

Die Druckfestigkeit der Würfel unter a (obere Druckfläche gehobelt) ist im Durchschnitt um rd. 7% größer ausgefallen als die Druckfestigkeit der Würfel unter b (obere Druckfläche mit dem Lineal abgeglichen)²⁸⁾.

X. Einfluß der Druckrichtung.

(Parallel und senkrecht zur Stampfrichtung.)

Die Versuche erstrecken sich auf Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge

- a) mit Druckrichtung parallel der Stampfrichtung, obere Fläche mit einer dünnen Zementschicht versehen und gehobelt,
- b) mit Druckrichtung senkrecht zur Stampfrichtung, die Druckflächen in der üblichen Weise unbearbeitet, weil die eisernen Formen ebene und parallele Druckflächen lieferten.

Die Druckfestigkeit fand sich bei den Würfeln unter b (Druckrichtung senkrecht zur Stampfrichtung) im Durchschnitt um rund 6% größer als bei den Würfeln unter

²⁷⁾ Bei Versuchen mit Würfeln von 7 cm Kantenlänge sind die Unterschiede bedeutend größer ausgefallen. Der Einfluß von Wärme und Kälte auf die Festigkeit des Betons zeigt sich damit abhängig von der Größe der Betonkörper, wie zu erwarten stand.

²⁸⁾ Näheres im Versuchsbericht: C. Bach und O. Graf, Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1909, Heft 72 bis 74, S. 17.

a (Druckrichtung parallel zur Stampfrichtung)²⁹⁾.

Bei Beurteilung dieser Feststellung wird — abgesehen von dem etwaigen Einfluß der Form des Kiesel usw. — u. a. zu beachten sein, daß bei der üblichen Herstellung der Würfel in 2 Schichten die untere Schicht mehr gestampft wird als die obere (vergl. auch Seite 243, unter V).

XI. Einfluß der Geschwindigkeit der Laststeigerung auf die Größe der Würfel Festigkeit³⁰⁾.

A) Versuche vom Jahre 1908.

Die Versuche erstrecken sich auf Würfel von 7 cm Kantenlänge, hergestellt aus 1 Gewichtsteil Portlandzement, 3 Gewichtsteilen Normalsand, 9% Wasser (Normenmörtel). Alter: 1 Tag in feuchter Luft, 27 Tage unter Wasser.

Die Würfel Festigkeit wurde ermittelt:

- a) bei Steigerung der Belastung um 1 kg/qcm in 1 Sekunde (gemäß den später aufgestellten Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton, 1908) zu

$$(313 + 297 + 315 + 309 + 312 + 307 + 322 + 322 + 303 + 331) : 10 = 313 \text{ kg/qcm,}$$

- b) bei Steigerung der Belastung um 3 kg/qcm in 1 Sekunde zu

$$(328 + 326 + 320 + 323 + 323 + 313 + 307 + 310 + 321 + 315) : 10 = 319 \text{ kg/qcm,}$$

- c) bei Steigerung der Belastung um 13 kg/qcm in 1 Sekunde zu

$$(335 + 330 + 316 + 323 + 325 + 337 + 337 + 303 + 327 + 331) : 10 = 326 \text{ kg/qcm.}$$

Bei rascherer Steigerung der Belastung wurde hiernach die Würfel Festigkeit größer ermittelt, das Mehr ergibt sich aus den folgenden Verhältniszahlen

$$313 : 319 : 326 = 1 : 1,02 : 1,04,$$

- d. i. 2% mehr bei Steigerung um 3 kg/qcm in 1 Sekunde,

- und 4% mehr bei Steigerung um 13 kg/qcm in 1 Sekunde.

B. Versuche vom Jahre 1913.

Die Versuchskörper waren Würfel von 30 cm Kantenlänge, hergestellt aus 1 Raumteil Zement, 4 Raumteilen Rieselkies aus Waldsee, 9,3 %

²⁹⁾ Vergl. C. Bach und O. Graf, Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1909, Heft 72 bis 74, S. 16.

³⁰⁾ Vergl. C. Bach, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1895, S. 629; Elastizität und Festigkeit, 1. Auflage (1889—1890), S. 30; 6. Auflage (1912), S. 98 u. f., sowie S. 145 u. f.; ferner Bericht über die XIII. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 23., 24. und 25. Februar 1910, S. 167 und 168.

Wasser (Wasserzusatz β). Alter: 17 Tage. Lagerung: mit nassen Säcken bedeckt.

Die Würfel Festigkeit wurde ermittelt

- a) bei Steigerung der Belastung um 1 kg/qcm in 1 Sekunde (gemäß den Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton) zu

$$(253 + 256 + 252) : 3 = 254 \text{ kg/qcm,}$$

- b) bei Steigerung der Belastung um rund 4 kg/qcm in 1 Sekunde zu

$$(260 + 272 + 268) : 3 = 267 \text{ kg/qcm,}$$

- c) bei Steigerung der Belastung um rund 12 kg/qcm in 1 Sekunde zu

$$(278 + 271 + 279) : 3 = 276 \text{ kg/qcm.}$$

Die Durchschnittszahlen verhalten sich hiernach wie $254 : 267 : 276 = 1 : 1,05 : 1,09$.

Auch hier fand sich die Würfel Festigkeit größer bei rascherer Steigerung der Last, und zwar

um 5% bei Steigerung um rund 4 kg/qcm in 1 Sekunde,

und um 9% bei Steigerung um rund 12 kg/qcm in 1 Sekunde.

XII. Druckfestigkeit des Betons bei Verwendung verschiedener Zemente.

Bekanntlich können sich unter sonst gleichen Verhältnissen mit verschiedenen Zementen sehr abweichende Würfel Festigkeiten ergeben³¹⁾.

³¹⁾ Vergl. z. B. C. Bach, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1895, S. 492 u. f., Mitteilungen über Forschungsarbeiten, 1909, Heft 72 bis 74, 1910, Heft 95.

Von besonderem Interesse sind in dieser Hinsicht die Berichte von Framm, zuletzt in den Mitteilungen der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie 1913, S. 338.

Bei 102 verschiedenen, im Jahre 1912 untersuchten Zementen wurde für die Druckfestigkeit von normengemäß hergestellten Mörtelkörpern ermittelt:

	als größter Wert kg/qcm	als kleinster Wert kg/qcm	Verhältnis- zahlen
im Alter von			
7 Tagen (Wasserlage- rung)	408	106	3,85 : 1
28 Tagen nach Was- serlagerung (alte Normen)	577	170	3,39 : 1
28 Tagen nach Luft- lagerung (neue Normen)	612	251	2,44 : 1

Dazu tritt, daß sich bei anderer Zusammensetzung des Mörtels, bei Beton usw. noch besondere Verhältnisse zeigen können; auch andere Umstände können sich geltend machen, z. B. die Schwankungen der Festigkeitseigenschaften desselben Zementes nach verschiedener Dauer der Lagerung desselben. Nicht zu vergessen sind die Abweichungen, welche sich bei der gleichen Fabrik für verschiedene Lieferungen ergeben können (vergl. z. B. Heft 20 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1912, S. 14) u. a. m.

Die Zahlenreihen in Zusammenstellung 9 sind als Beispiele aus zahlreichen Versuchen mit Würfeln von 30 cm Kantenlänge entnommen³²⁾.

³²⁾ Vergl. u. a. auch C. Bach, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1895, S. 489 u. f.; 1896. S. 1381; Mitteilungen über die Herstellung von Betonkörpern mit verschiedenem Wasserzusatz, sowie über die Druckfestigkeit und Druckelastizität derselben, I. Teil 1903, II. Teil 1906, III. Teil 1909; C. Bach und O. Graf, Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1909, Heft 72 bis 74, 1910 Heft 95, 1912 Heft 122 und 123.

³³⁾ Die Raumteile des Zements wurden in Gewichtsteile umgerechnet und hierbei 1 l Zement zu 1,4 kg eingeführt. Die Körper der Versuchsreihe a, bzw. b, c und d sind somit aus Mischungen hergestellt worden, die jeweils gleiche Gewichte der Materialien enthielten.

Wird der Zement nicht nach Gewicht, sondern nach Raummaß unter Berücksichtigung seines Raumgewichts beigemischt, so kann dies praktisch von erheblicher Bedeutung sein, wie das folgende Beispiel erkennen läßt (Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge; Mittelwerte von je 3 Versuchen).

Zusammensetzung des Betons (weich angemachter Beton; Konsistenz für die drei Mischungen möglichst gleich)	Raumgewicht des Zements, ermittelt durch Einfüllen in das 10 l-Gefäß	Würfel-festigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen, nach feuchter Lagerung	Druckfestigkeit des Zementmörtels (1 kg Zement, 3 kg Normal-sand). Lagerung: 1 Tag in feuchter Luft, 27 Tage unter Wasser
a) 1 Raumteil Zement I, 5 Raumteile Kies und Sand	1,34	250(1)	299(1)
b) 1 Raumteil Zement II, 5 Raumteile Kies und Sand	1,08	181(0,72)	343(1,15)
c) Gewicht der Materialien wie bei a), jedoch unter Verwendung von Zement II.		222(0,89)	

(Vgl. auch Fußbemerkung 13, Seite 200.)

Zusammenstellung 9.

1	2	3	4	5
Zement	Druckfestigkeit des Betons		Druckfestigkeit des Zementmörtels (Normenprüfung des Zements)	
	nach feuchter Lagerung kg/qcm	nach trockener Lagerung kg/qcm	Wasser-lagerung (alte Normen) kg/qcm	Luft-lagerung (neue Normen) kg/qcm

a) Würfel aus 1 Raumteil Zement³³⁾, 2 Raumteilen Rheinsand, 3 Raumteilen Rheinkies, Wasserzusatz α . Alter 45 Tage.

„H I“	224 (1)	253 (1)	318 (1)	382 (1)
„S“	219 (0,98)	235 (0,93)	353 (1,11)	397 (1,04)
„M“	160 (0,71)	176 (0,70)	216 (0,68)	273 (0,71)
„H VI“	233 (1,04)	—	325 (1,02)	394 (1,03)

b) Würfel aus 1 Raumteil Zement, 2 Raumteilen Rheinsand, 2 Raumteilen Rheinkies, Wasserzusatz γ . Alter: 45 Tage.

„H XI“	205 (1)	—	354 (1)	427 (1)
„L“	283 (1,38)	—	371 (1,05)	404 (0,95)

c) Würfel aus 1 Raumteil Zement, 1,5 Raumteilen Rheinsand, 2 Raumteilen Rheinkies, Wasserzusatz α .

„H“	—	310 (1)	—	339 (1)
„M ₂ “	—	212 (0,68)	—	325 (0,96)

d) Würfel aus 1 Raumteil Zement, 3 Raumteilen Rheinsand, 4 Raumteilen Rheinkies, Wasserzusatz α .

„H“	—	149 (1)	—	339 (1)
„M ₂ “	—	97 (0,65)	—	325 (0,96)

In jeder Gruppe sind die Verhältniszahlen angegeben, die sich finden, wenn die jeweils in erster Linie genannten Werte gleich 1 gesetzt werden.

Die Abweichungen der Verhältniszahlen in Spalte 2 gegenüber denen in Spalte 4, sowie der Verhältniszahlen in Spalte 3 gegenüber denen in Spalte 5 bestätigen die Erfahrung, wonach es angezeigt sein kann, zum entscheidenden Vergleich verschiedener Zemente Betonkörper herzustellen und zwar jeweils mit den Materialien und unter den Verhältnissen, die bei der Ausführung des zugehörigen Bauwerks voraussichtlich gelten werden. Dabei sind namentlich die Feststellungen zu beachten, über die unter III sowie unter XIII berichtet ist.

XIII. Einfluß der Menge der Zuschlagsmaterialien und des Mischungsverhältnisses des Zementmörtels.

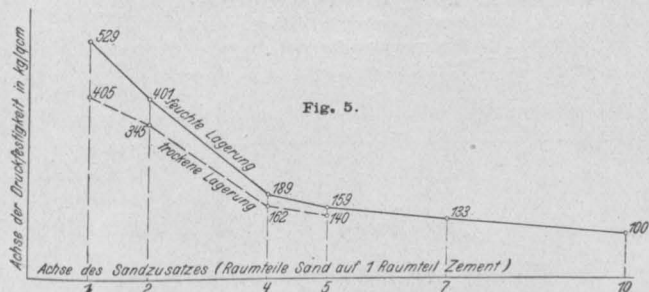
Für die Größe der Druckfestigkeit des Betons ist bei Verwendung guter Zuschläge in erster Linie die Festigkeit des Mörtels maßgebend.

Die folgenden Beispiele geben ein Bild der in Betracht kommenden Verhältnisse.

a) Würfel aus Stampfbeton; 30 cm Kantenlänge. Alter: 28 Tage. Feuchte Lagerung.

Zusammensetzung (Raumteile)	Würfelfestigkeit kg/qcm
α) 1 Zement, „D“, 2 Rheinsand	(362 + 358) : 2 = 360
β) 1 Zement, „D“, 2 Rheinsand ³⁴⁾ , 1 Kalksteinschotter ³⁴⁾	(381 + 370 + 385) : 3 = 379
γ) 1 Zement, „D“, 2 Rheinsand, 2 Kalksteinschotter	(402 + 402 + 392) : 3 = 399
δ) 1 Zement, „D“, 2 Rheinsand, 4 Kalksteinschotter	(406 + 410 + 398) : 3 = 405

Mit Steigerung der Zuschläge ist somit — innerhalb der Grenzen, welche durch die Versuche gegeben sind — die Würfelfestigkeit etwas größer



ermittelt worden; der Unterschied beträgt bei Reihe δ (mit 4 Raumteilen Schotter) gegenüber Reihe α (ohne Schotter)

$$\frac{405-360}{360} \cdot 100 = 12 \frac{0}{100} \text{ (35)}.$$

b) Ein anderes Beispiel zeigt die Bedeutung der Festigkeit der Zuschläge. Würfel aus weich angemachtem Beton; 30 cm Kantenlänge. Alter: 45 Tage. Feuchte Lagerung³⁶⁾.

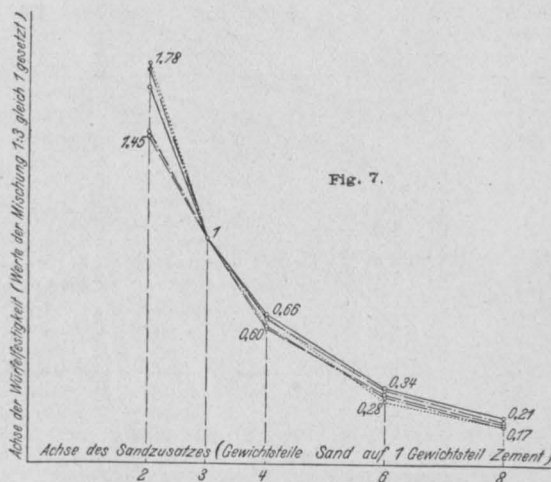
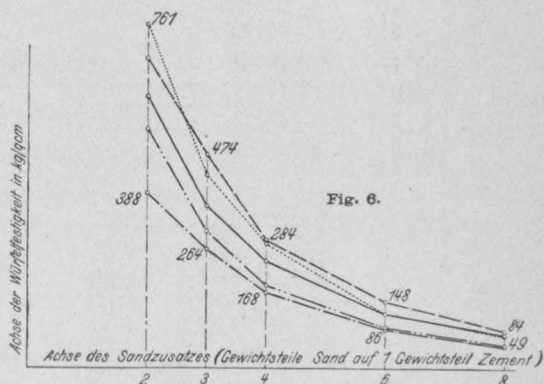
³⁴⁾ Bei der Siebprobe ergab sich auf dem Siebe mit 1 3 7 12 25 mm Bohrung für den Rheinsand. 42,4 19,4 1,8 0 0 0/100 Rückstand für den Kalksteinschotter — — 98,2 91,1 57,2 0/100 „ „

³⁵⁾ Diese Ergebnisse zeigen, wie wichtig es sein kann, bei Angabe der Zusammensetzung des Betons den Sand und die Zuschläge getrennt aufzuführen. Würde statt der Angabe 1:2:1 1:2:2 1:2:4 in der vielfach üblichen Weise gesetzt 1:3 1:4 1:6, so wären die Versuchsergebnisse für die Beurteilung ein Rätsel.

Zusammensetzung (Raumteile)	Würfelfestigkeit kg/qcm
1 Zement, 2 Rheinsand	(277 + 282 + 282) : 3 = 280
1 Zement, 2 Rheinsand, 3 Bims Kies	(132 + 132 + 139) : 3 = 134

Der Bimsbeton ergab nur etwa die Hälfte der Druckfestigkeit, welche der verwendete Mörtel geliefert hat, weil eben der Bims Kies ein bedeutend weniger widerstandsfähiges Material ist.

Aus den Versuchen über die Abhängigkeit der Druckfestigkeit des Zementmörtels vom Mischungsverhältnis sind die Ergebnisse in Fig. 5 entnommen, gültig für Prismen mit 70 cm Höhe und mit quadratischem Querschnitt von 16 cm Kantenlänge, aus Heidelberger Portland-



zement und Rheinsand von 0 bis 7 mm Korngröße. Alter: rund 3 Jahre. Fig. 5 zeigt anschaulich die Abnahme der Druckfestigkeit des Zement-

³⁶⁾ Vgl. C. Bach und O. Graf, Heft 72 bis 74 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1909, S. 33, sowie Zusammenstellung 2, 11 und 12 daselbst.

mörtels mit Abnahme des Zementgehalts des Mörtels³⁷⁾.

XIV. Zunahme der Druckfestigkeit des Betons mit steigendem Alter desselben.

A) Versuche mit Stampfbeton in den Jahren 1894 bis 1909³⁸⁾.

Fig. 8 enthält die Ergebnisse von 3 Versuchsreihen. Deutlich ist zu erkennen, daß bis zum

Alter von 6 Jahren ein Wachsen der Würfelfestigkeit stattgefunden hat.

Für die Zunahme der Würfelfestigkeit des Betons mit steigendem Alter hat Bach eine Gesetzmäßigkeit nach der Gleichung³⁹⁾

$$K = a \left(1 - \sqrt[n]{\frac{1}{m \cdot A + 1}} \right)$$

festgestellt, worin

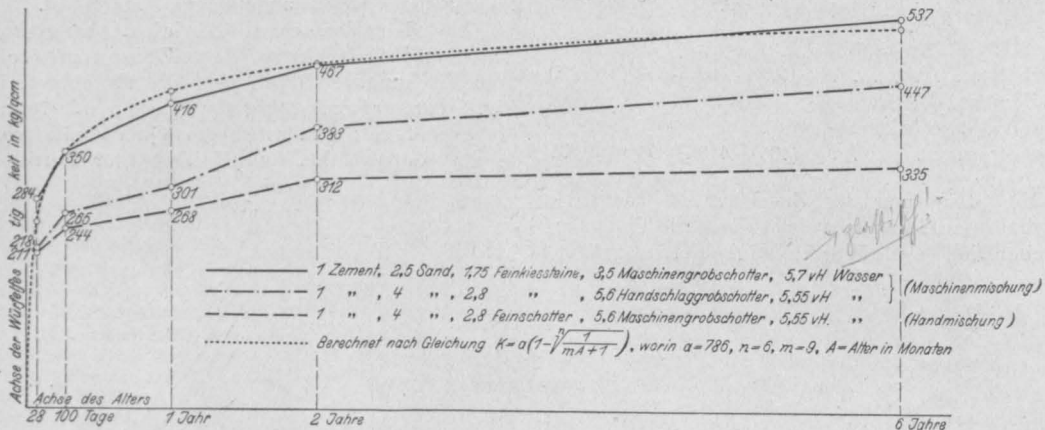


Fig. 8.

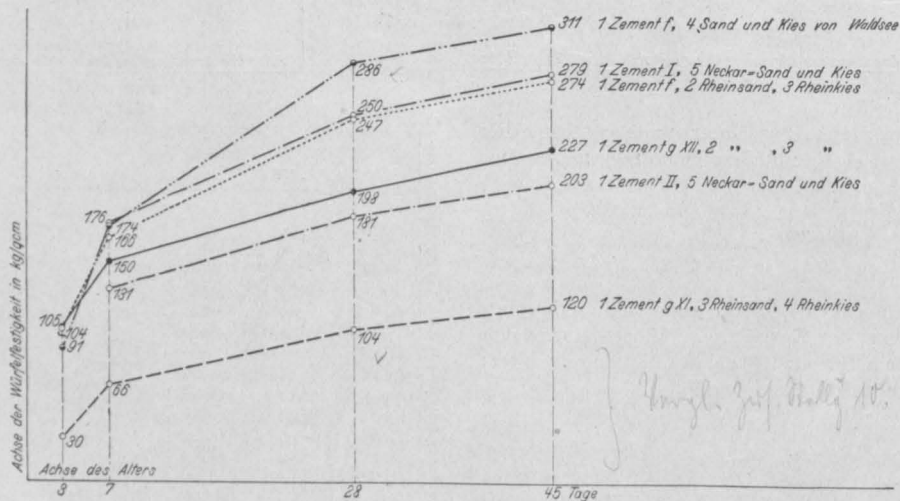


Fig. 9.

³⁷⁾ Weitere Zahlen zu geben, etwa Grenzwerte zu nennen, die für verschiedene Sande bei verschiedenen Mischungsverhältnissen erlangt worden sind, erscheint bei der Mannigfaltigkeit der praktischen Verhältnisse nicht angängig. Auch ist zu beachten, daß — wie die S. 251 stehenden Fig. 6 und 7 erkennen lassen — der Einfluß des Mischungsverhältnisses unter Verwendung desselben Sandes (hier Normalsand) bei verschiedenen Zementen verschieden ausfallen kann.

³⁸⁾ Vgl. C. Bach, Zeitschrift des Vereines Deutscher

Ingenieure 1895, S. 489 u. f.; 1896, S. 1381 u. f., ferner C. Bach, Mitteilungen über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Betonkörpern mit verschiedenem Wasserzusatz, I. Teil 1903, II. Teil 1906, III. Teil 1909.

³⁹⁾ Vgl. an der in Fußbemerkung 37 zuletzt genannten Stelle, sowie C. Bach, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 1909, S. 828, Beton und Eisen 1909, S. 129, Armierter Beton 1909, S. 199; ferner C. Bach und O. Graf, Heft 95 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1910, S. 12.

K die Druckfestigkeit in kg/qcm,
A das Alter des Betons in Monaten,
a, n und m Konstante.

Die in Fig. 8 punktiert eingezeichnete Kurve stellt diese Gesetzmäßigkeit dar für die Versuche

deren Ergebnisse in dem oberen gebrochenen Linienzug eingetragen sind.

B. Aus den Versuchen seit 1909.

Über die bis jetzt vorliegenden Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung des Einflusses

Zusammenstellung 10.

Würfel von 30 cm Kantenlänge. Lagerung unter nassen Säcken in einem geschlossenen Raume.

Zusammensetzung des Betons (Raumteile)	Würfelfestigkeit des Betons im Alter von			
	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen	45 Tagen
a) Stampfbeton.				
1 Zement g XI, 3 Rheinsand, 4 Rheinkies . .	$(121 + 127) : 2 = 124$ [0,51]	$(172 + 177) : 2 = 174$ [0,72]	$(240 + 247) : 2 = 243$ [1]	$(256 + 254) : 2 = 255$ [1,05]
b) Weich angemachter Beton.				
1 Zement f, 4 Sand und Kies von Waldsee, Wasserzusatz β	$(86 + 97) : 2 = 91$ [0,32]	$(177 + 171) : 2 = 174$ [0,61]	$(280 + 293) : 2 = 286$ [1]	$(313 + 310) : 2 = 311$ [1,09]
1 Zement I, 5 Neckarsand und Kies, Wasserzusatz α	—	$(167 + 192 + 170) : 3$ = 176 [0,70]	$(249 + 262 + 240) : 3$ = 250 [1]	$(286 + 282 + 268) : 3$ = 279 [1,12]
1 Zement f, 2 Rheinsand, 3 Rheinkies, Wasser- zusatz $\alpha^{40)}$. . .	$(107 + 102) : 2 = 104$ [0,42]	$(166 + 167) : 2 = 166$ [0,67]	$(243 + 252) : 2 = 247$ [1]	$(271 + 278) : 2 = 274$ [1,11]
1 Zement g XII, 2 Rheinsand, 3 Rheinkies, Wasserzusatz				
zwischen α und $\beta^{41)}$	$(107 + 103) : 2 = 105$ [0,53]	$(154 + 147) : 2 = 150$ [0,76]	$(198 + 199) : 2 = 198$ [1]	$(226 + 228) : 2 = 227$ [1,15]
1 Zement II, 5 Neckarsand und Kies, Wasserzusatz α	—	$(121 + 141 + 130) : 3$ = 131 [0,72]	$(186 + 194 + 174) : 3$ = 181 [1]	$(196 + 217 + 197) : 3$ = 203 [1,12]
1 Zement g XI, 3 Rheinsand, 4 Rheinkies, Wasserzusatz				
zwischen α und β	$(29 + 32) : 2 = 30$ [0,29]	$(67 + 66) : 2 = 66$ [0,63]	$(103 + 106) : 2 = 104$ [1]	$(118 + 122) : 2 = 120$ [1,15]

⁴⁰⁾ Aus derselben Mischung wurden gleichzeitig weitere 6 Würfel hergestellt; sie ergaben im Alter von
1 Tag $(41 + 41) : 2 = 41$ 2 Tagen $(78 + 80) : 2 = 79$ 6 Monaten $(322 + 322) : 2 = 322$ kg/qcm
entsprechend den Verhältniszahlen 0,17 0,32 1,30
(Würfelfestigkeit für 28 Tage = 1 gesetzt)

⁴¹⁾ Für denselben Beton fand sich nach 1 Tag $(44 + 37) : 2 = 40$ 2 Tagen $(83 + 80) : 2 = 81$ 6 Monaten $(268 + 269) : 2 = 268$ kg/qcm
und die Verhältniszahlen 0,20 0,41 1,35

des Wasserzusatzes mit steigendem Alter der Versuchskörper ist bereits Seite 201 berichtet worden.

Zur vorläufigen Feststellung der Würfelfestigkeit werden gelegentlich Würfel im Alter von 7 Tagen geprüft, in einzelnen Fällen (bei besonders eiligen Ausführungen usw.) schon im Alter von 3 Tagen. Zur Beurteilung dieses Verfahrens sind die Versuche, über die in Zusammenstellung 10 berichtet ist, zur Durchführung gelangt; die unter b genannten Durchschnittswerte finden sich in Fig. 9 zeichnerisch dargestellt. Hiernach ergab sich die Würfelfestigkeit im Alter von 7 Tagen zum 0,61 bis 0,76-fachen der Würfelfestigkeit im Alter von 28 Tagen, die Würfelfestigkeit im Alter von 3 Tagen zum 0,29 bis 0,53-fachen der Würfelfestigkeit im Alter von 28 Tagen.

- a) Würfel, hergestellt in normengemäßen eisernen Formen, 30 cm Kantenlänge;
b) Würfel, hergestellt in Formen aus 3 bis 4 cm starkem Tannenholz, nicht geölt und nicht angenäht, 30 cm Kantenlänge.

Der Druck bei der Prüfung wirkte senkrecht zur Stampfrichtung.

Die Druckflächen der Würfel unter b (Holzformen) waren mit einer Schicht aus reinem Zement versehen und gehobelt (vergleiche Seite 248). Bei den Würfeln unter a (eiserne Formen) war eine besondere Herrichtung der Druckflächen nicht erforderlich.

Lagerung: auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt.

A. Versuche mit Würfeln aus Gußbeton.

Bei allen drei Versuchsreihen der Zusammenstellung 11 lieferten die in Holzformen

Zusammenstellung 11.

Zusammensetzung des Betons (Raumteile)	Alter Tage	Würfelfestigkeit des Betons in kg/qcm	
		Eiserne Formen	Holzformen
a) 1 Zement, 3 Rheinsand, 4 Rheinkies	45	$(133 + 105 + 126 + 108 + 118 + 126 + 119 + 113) : 8 = 118$	$(129 + 111 + 125 + 123 + 121 + 120 + 115) : 7 = 121$
β) 1 Zement, 4 Sand und Kies aus Waldsee	45	$(378 + 387 + 372) : 3 = 376$	$(388 + 375) : 2 = 381$
γ) Wie β	44	$(305 + 299 + 306) : 3 = 303$	$(302 + 306 + 321) : 3 = 310$

Die derzeitigen Erfahrungen über die Würfelfestigkeit des Betons beruhen vorwiegend auf den 28-Tage-Proben. Wird die Festigkeit im Alter von 45 Tagen als maßgebend bestimmt, so ist festzustellen, um welchen Betrag die Würfelfestigkeit vom 28. bis zum 45. Tage wächst. Für die in Zusammenstellung 10 enthaltenen Versuche beträgt das Mehr des Wertes im Alter von 45 Tagen gegenüber demjenigen im Alter von 28 Tagen: 5 bis 15 %.

XV. Einfluß der Beschaffenheit der Würfel-form (Holzform und eiserne Form).

Auf Bauplätzen gelangen statt der normengemäßen eisernen Formen nicht selten hölzerne Formen zur Verwendung.

Zur Beurteilung dieser Verhältnisse wurden geprüft:

hergestellten Würfel ein wenig höhere Festigkeit als die in eisernen Formen hergestellten, wohl eine Folge des Umstandes, daß die hölzernen Formwände dem Beton Wasser entziehen (vergl. dazu unter III.).

Das Mehr beträgt bei

$$\alpha) \frac{121 - 118}{118} \cdot 100 = 3 \%$$

$$\beta) \frac{381 - 376}{376} \cdot 100 = 1 \%$$

$$\gamma) \frac{310 - 303}{303} \cdot 100 = 2 \%$$

B. Versuche mit Würfeln aus Stampfbeton.

Bei den Würfeln aus Stampfbeton ergab sich nach Zusammenstellung 12 die Druckfestigkeit für

Zusammenstellung 12.

Zusammensetzung des Betons (Raumteile)	Alter Tage	Würfelfestigkeit des Betons in kg/qcm	
		Eiserne Formen	Holzformen
a) 1 Zement, 8 Betonmaterial (Sand, Grus und Schotter)	28	$(178 + 191 + 181) : 3 = 183$	$(165 + 177) : 2 = 171$
β) 1 Zement, 3 Rheinsand, 4 Kalkstein-schotter	28	$(180 + 214 + 205) : 3 = 200$	$(206 + 183) : 2 = 194$

die in Holzformen hergestellten Körper etwas kleiner als für die in eisernen Formen hergestellten.

Das Weniger beträgt bei

$$\alpha) \frac{183 - 171}{183} \cdot 100 = 7 \text{ ‰}$$

$$\beta) \frac{200 - 194}{200} \cdot 100 = 3 \text{ ‰}$$

Inwieweit hierbei die Widerstandsfähigkeit der Formen und die Oberflächenbeschaffenheit der inneren Formwände in Betracht kommen, sei zunächst dahingestellt.

DER EISENBETON BEIM BAU DER WASSERLEITUNG VON LOS ANGELES.

Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi (Graz).

Unter den großen amerikanischen Wasserleitungsbauten des letzten Jahrzehntes nimmt die Wasserleitung von Los Angeles in mehrfacher Hinsicht eine Ausnahmestelle ein. Zunächst hatte die Stadtverwaltung beim Bau dieses mit einem Kostenaufwand von 107 Millionen Mark erstellten Bauwerkes mit Erfolg das Zwischenglied des Privatunternehmens ausgeschaltet und die Bauarbeiten in eigener Regie durchgeführt. Dann war der Bauleitung die Aufgabe, die Verwaltungen der einzelnen, über eine Baustrecke von 400 km verteilten Baustellen untereinander und mit dem Hauptquartier in enger Fühlung sowie unter steter strenger Kontrolle zu halten so gut geglückt, daß die Organisation manchen anderen großen Baubetrieben, u. a. dem U. St. Reclamation Service, zum Vorbild wurde. Endlich hatte man bei diesem Bau in großem Stil experimentiert und durch diese Freizügigkeit bedeutende Ersparnisse den herkömmlichen Bauweisen gegenüber erzielt. Während andere Bauleitungen zuerst projektiert und dann plangemäß gebaut hätten, ließ die Bauleitung der Wasserleitung von Los Angeles so manche wichtige Frage nach der konstruktiven Ausgestaltung dieser oder jener schwierigen Baustrecke offen, bis man auf Grund der an Versuchsstrecken gesammelten Erfahrungen in der Lage war, die Frage in einwandfreier Weise zu beantworten.

Im großen ganzen besteht das Bauwerk aus einem 400 km langen und auf 11 m³/sek dimensionierten Betongerinne, welches von der Wasserfassung am Owens-River in nordöstlicher Richtung durch wasser- und vegetationsarmes, von Schluchten durchsetztes Gelände führend den Ostfuß der Sierra-Nevada begleitet, die Mojave-Wüste quert, als 8 km langer Drucktunnel (Elizabeth-Tunnel) den Kamm der Coast-Range durchsetzt und auf dem 37. Breitengrad in ein Staubecken (San Fernando Reservoir) mündet. Dieses Staubecken ist für den Fall der Vornahme von Reparaturarbeiten vorgesehen. Eine Serie von weiteren 3 Staubecken im Zug des Hauptgerinnes dient zur Aufspeicherung von Wasser zum Ausgleich der Jahresschwankungen in der Wasserführung des Owens-River und zum Tages-

ausgleich für Kraftzwecke. Das etwa 1000 m betragende Bruttogefälle der Wasserleitung wird in drei Kraftwerken mit einer kombinierten Spitzenleistung von 100 000 kW ausgebaut, sobald die erforderlichen Mittel per 28 Millionen Mark flüssig werden.

Die Leitungsstrecke am Ostfuß der Sierra-Nevada zwischen der Wasserfassung und der Mojave-Wüste ist von Interesse infolge einer Anzahl von Syphonleitungen unter hohem Druck. Die Gerinnestrecke im schüttigen Sand der Mojave-Wüste besteht größtenteils aus armiertem Beton und ist der weitaus größte Teil dieses Gerinnes mit einer Eisenbetonplatte abgedeckt. Eine weite Mulde am Südrand der Wüste, das Antelope-Valley, wird durch eine 6,6 km lange, zum Teil aus Stahl, zum Teil aus Eisenbeton hergestellte Syphonleitung von 2,1 bis 3 m Durchmesser gequert. Südlich von der Coast-Range führt die Leitung durch ein reich zertaltes Bergland, so daß sie fast ausschließlich aus Tunnelstrecken und Syphons besteht. Bis zu Druckhöhen von 24 m verwendete man als Baustoff Eisenbeton. Mulden und Täler von 9–12 m Tiefe wurden durch Eisenbetongerinne auf armierten Pfeilern überbrückt (Fig. 1).

Zur Durchführung der Bauarbeiten hatte man drei temporäre Wasserkraftanlagen mit insgesamt 2100 KW installiert und den 33 000 voltigen Strom in einer Fernleitung der Kanaltrasse entlanggeführt. An jeder Baustelle befand sich eine fahrbare Transformatorstation. Bau einer 260 km langen Eisenbahn, Schaffung eines Systemes von Wasserleitungen, Herstellung von Fahrstraßen und Installation von Telefonleitungen bildeten die engeren Bauvorbereitungen.

Den Eisenbetonfachmann interessieren von dem Betongerinne am lebhaftesten die Syphonstrecken. Die Bauleitung war an das Problem der Syphonkonstruktion mit bemerkenswerter Vorurteilslosigkeit herangetreten und hatte die Frage nach der vorteilhaftesten Bauweise durch den Versuch entschieden. Die von der Bauleitung gesammelten Daten gestatten somit einen objektiven Vergleich zwischen den Vor- und Nachteilen sämtlicher für Syphonleitungen in Betracht

kommender Konstruktionsformen. Im Jahre 1908, gleich nach Inangriffnahme der Bauarbeiten baute man in der Saugus-Division, südlich vom Elizabeth-Drucktunnel, den Whitney-Syphon aus Eisenbeton (Länge 290 m, maximaler Überdruck 22 m) und in der Jawbone-Division im nördlichen Teil des Aquäduktes den San Antonio-Syphon aus Stahl (Länge 210 m, maximaler Überdruck 22 m).

Das Rohr hat einen inneren lichten Durchmesser von 3 m und eine Wandstärke von 22 cm. Die Ringarmierungen ($\frac{3}{8}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{5}{8}$ " und $\frac{3}{4}$ ") befinden sich etwa 8 cm von der Rohraußenseite und in gegenseitigen Abständen von 10 cm. Die Eisenquerschnitte sind mit $3\frac{3}{4}$ facher Sicherheit bemessen. Die Längsarmierung besteht aus 17 Stäben, in Abständen von 1,2 m gleichmäßig über die Peripherie verteilt. Das Betonmischungsverhältnis war 1 : 4. Die Teile der Innenformen hatten Längen von je 1,8 m und jede Sektion bestand aus 8 Paneelen, indem die untere Hälfte der Schalungssektion aus 3 und die obere Hälfte aus 5 Teilen zusammengesetzt war. Die Schalbretter selbst hatten eine Dicke von 2". Die Paneele bildeten steife, durch zweizöllige Verstärkungsrippen unterteilte Kästen und wurden durch Schraubenbolzen miteinander verbunden. Die Tagesleistung der Betonierpartie belief sich auf 12 m Rohr. Es waren daher täglich 12 m Schalung vorzubereiten. Die Bodenpaneele der Innenformen ruhten auf Betonblöcken von 10 auf 30 cm, die Seitenpaneele wurden durch Kanhölzer (10 auf 10 cm) gegeneinander abgesteift. Das Aufbringen der Ringarmaturen geschah stets sofort nach dem Fertigstellen jedes Ringteiles von 1,8 m Länge, das Verlegen der Längsarmaturen, Flechten der Eiseneinlagen und Aufstellen der Rippen für die Außenschalung hingegen erst nach dem Fertigstellen der Innenschalung für ein Tagespensum. Die Außenschalungsrippen waren zweiteilig, bestanden aus drei Lagen einzölliger Bretter und ihre gegenseitige Entfernung betrug 1,2 m. Die fahrbare Trommelmischmaschine, System Ransome, mit mechanischem Hebewerk stand stets einige Meter oberhalb der jeweils zu betonierenden Rohrstrecke, so daß der naßgemischte Beton in Rinnen nach der Arbeitsstelle fließen konnte. Erst betonierte man die Sohle, dann die Seitenwände in Zonen von je 60 cm symmetrisch zur Rohrachse, um eine Verschiebung der Schalung durch unsymmetrische Druckwirkung zu vermeiden. Die zweizöllige Außenschalung wurde ebenfalls zonenweise hochgeführt, in dem Maße, als die Betonierungsarbeiten fortschritten. Die Herstellung des Syphons begann man mit der Rohrstrecke auf der Talsohle, dann betonierte man von unten nach oben die Gehängestrecken. Zwei Tage blieb jede Rohrstrecke in Schalung. Die zerlegte Innenschalung wurde auf niedrigen Wagengestellen verladen; die Wagengestelle zog man mit Seilen im Inneren des Rohres hoch und deponierte die Paneele an ihrem nächsten Bestimmungsort. Die Laufbretter ruhten auf den untersten Querversteifungen der Innenschalung in der Zwischenstrecke. Als Betonzuschlagsmaterial verwendete man ziemlich feines Sand- und Schottermaterial, 40% dieses Materiales hatte ein Sieb von 6 mm Maschenweite zu passieren.

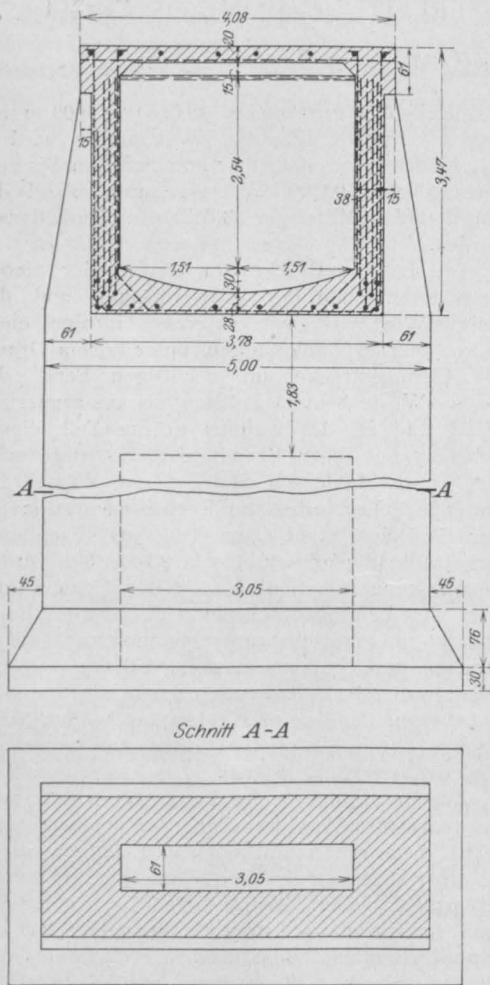


Fig. 1.

Kanalbrücke von Freemanwash.

Der Whitney-Syphon quert eine Talfurche zwischen zwei Tunnels. Die Talgehänge bestehen aus hartem Ton, grobem Schotter und Sanden. Die Erbauung des Syphons geschah in einem Graben, welcher mit Schrapers ausgehoben und von Hand profiliert wurde. Der Graben erhielt eine solche Tiefe, daß sich die Oberseite des Rohres ungefähr im Terrain befindet. Die Überschüttung sollte im Minimum 30 cm betragen.

Der San-Antonio-Syphon erhielt einen Durchmesser von 2,7 m. Jeder Rohrring besteht aus zwei Platten.

Die Kosten des Eisenbetonsyphons stellten sich auf 291 M. pro Meter, die des Stahlsyphons auf 298 M. Auch hinsichtlich der Wasserdichtigkeit erwies sich die Eisenbetonbauweise als vorteilhafter. Im Eisenbetonsyphon hatte man zwei mit Asphalt gedichtete Dilatationsfugen von Z-förmigem Querschnitt angeordnet und waren die Wasseraustritte bei der Probefüllung auf diese beiden Fugen beschränkt. Um die Wasseraustritte zu reduzieren, nahm man die Fugen an der Innenseite auf 25 mm Tiefe und 12 mm Weite aus und verstrich die so hergestellte Rinne mit Zementmörtel. Man reduzierte durch diese Anordnung den Wasserverlust zunächst auf 1200 l pro Tag, nach einem weiteren Monat konstatierte man nur mehr 500 l und späterhin wurden die Fugen dicht. Beim Stahlrohr beliefen sich die Verluste anfangs auf 17 000 l, 4 Tage nach der Füllung auf 12 000 l und nach weiteren 8 Tagen auf 9000 l pro Tag. Durch nachträgliches sorgfältiges Verstemmen der Nähte konnte übrigens auch der Stahlsyphon wasserdicht gemacht werden.

Auf Grund der beim Bau des Whitney-Syphons gesammelten Erfahrungen ließ man bei den sechs weiteren im Zug der Wasserleitung erbauten Eisenbetonsyphons die Dilatationsfugen weg und wurde die Zulässigkeit dieser Maßregel durch die Erfahrung bestätigt. Trotz der sehr beträchtlichen Temperaturdifferenzen entstand bloß bei einem einzigen Syphon ein kreisförmiger Temperaturriß von $\frac{1}{2}$ mm Weite und schloß sich auch dieser Riß 2 Wochen nach erfolgter Füllung. Der San-Antonio-Stahlsyphon war ebenso wie einige der unmittelbar nach ihm erbauten Stahlsyphons in einem ausgehobenen Graben gelagert. Bei den letzten Ausführungen dieser Art lagerte man die Stahlrohre auf armierte Betonpfeiler, teils um den Aushub zu ersparen, teils um die Rostbildung zu verhindern und die Inspektion des Rohres zu erleichtern. Die Kosten der Syphonherstellung reduzierten sich in dem Maße, als die Erfahrungen hinsichtlich der günstigsten Arbeitsdisposition wuchsen, so daß sich die Kosten der Eisenbetonsyphons im Durchschnitt auf 210 M. und die der Stahlsyphons auf 230 M. pro lfd. Meter stellten.

Am bemerkenswertesten unter sämtlichen Syphonbauten ist der teils aus Eisenbeton, teils aus Stahl hergestellte, 6,6 km lange Antelope-Valley-Syphon. Die Syphonleitung setzt sich aus einer nördlichen, 0,84 km langen Eisenbetonrohrstrecke, einer mittleren, 4,75 km langen Stahlrohrstrecke und einer südlichen, 1,06 km langen Eisenbetonrohrstrecke zusammen. Der maximale Überdruck im Eisenbetonrohr beträgt 24 m und der im Stahlrohr 60 m. Der Querschnitt der Eisenbetonrohre war ähnlich bemessen wie der des Whitney-Syphons:

3,0 m lichter Durchmesser, 22 cm Wandstärke, 30 cm Sohlenstärke, Ringarmaturen alle 10 cm, 17 Längsarmaturen $\frac{3}{4}$ " alle 55 cm; per lfd. Meter 3,3 m³ Beton. Ein Unterschied bestand insofern, als man das Mischungsverhältnis mit 1:2:4 bemessen hatte (1 Teil Tuffzement auf 6 Teile Sand und Schotter) und die Armaturen in der Mitte zwischen Außen- und Innenseite verlegte (Fig. 2). Die Wassergeschwindigkeit beträgt 1,8 pro Sek. Die Betonierung der Eisenbetonrohrstrecken erfolgte in den Monaten Juli bis November 1911. Sand und Schotter wurde in einer Distanz von 6 bzw. 10 km von den Syphonenden in Steinbrüchen gewonnen und in Fuhrwerken angefahren. Die Ausschachtung des Rohrgrabens geschah durch einen Löffelbagger, System Marion, Modell

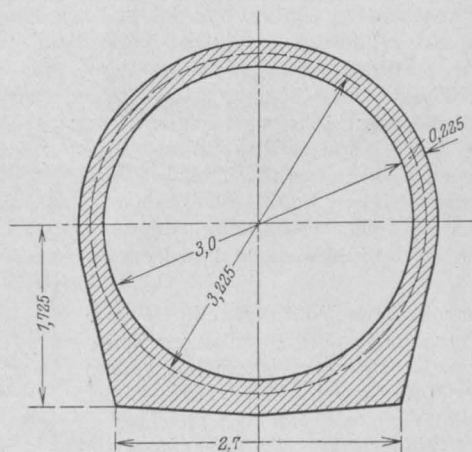


Fig. 2.

Querschnitt der Eisenbeton-Syphons.

40. Der Tagesfortschritt betrug 15 m. Die Rohrschalungen waren nach demselben Prinzip konstruiert, wie die des Whitney-Syphons, nur bestanden sie aus Stahl und die 1,2 m langen Sektionen der Innenschalung waren nicht 8-, sondern 6-teilig (Fig. 3). Das Sohlenpaneel ruhte auf Betonblöcken von 30 auf 30 auf 45 cm. Die zweiteiligen und in Abständen von je 1,2 m angeordneten T-Eisenrippen der Außenschalung (Schenkellänge 75 mm) waren gegen die Zimmerung des Rohrgrabens abgestützt (Fig. 4). Der Beton wurde vom fahrbaren Trommelmischer, System Ransome, aus durch Rinnen gegossen und die Rohre nach 3 bis 4 Tagen ausgeschalt. Die Kosten stellten sich auf 210 M. per lfd. Meter am Nordrohr, auf 230 M. per lfd. Meter am Südrohr. Die Wandstärke des Stahlrohres ist mit vierfacher Sicherheit bemessen. Die Stahlplatten wurden gebogen und gelocht angeliefert. Ihr Preis stellte sich loko Fabrik auf 132 M. pro Tonne und auf 200 M. pro Tonne loko Station Mojave. Mühsam und kostspielig war der Transport der Platten

rohres an die Eisenbetonrohre. Die maximale Längenänderung des ungefüllten Stahlrohres infolge der Temperaturschwankungen hatte sich mit 60 cm ergeben und man hielt deshalb die Anordnung von je einer Dilatationsfuge zwischen Stahlrohr und Eisen-

betonrohr für notwendig. Der Eingriff des 3,3 m weiten Stahlrohres in das Eisenbetonrohr wurde mit 1,5 m bemessen. Die Rohrwandung der 7,5 m langen Endstrecken der armierten Betonrohre ist 45 cm dick und in der Längsrichtung doppelt so stark armiert als die normale 22 cm dicke Rohrwand (Fig. 5). Das Betonieren dieser Endstrecken erfolgte bei kühlem Wetter, nachdem das Stahlrohr vorher mit Wasser gefüllt worden war. In die 5 cm weite Ringfuge zwischen Stahlrohr und Eisenbetonrohr hat man geteerte Stricke eingestampft und dadurch eine wasserdichte Verbindung der beiden hergestellt. Das verdickte Ende des Eisenbetonrohres bildet gewissermaßen einen Ankerblock, welcher die Horizontalschübe des Stahlrohres infolge von Temperaturänderungen aufnimmt. In der am tiefsten gelegenen Strecke des Stahlrohres hatte man 2 Ablassventile von je 60 cm Durchmesser eingebaut, durch welche unter einem Druck von 6 Atm. eine Wassermenge von 12 m³/sek mit einer Geschwindigkeit von 21 m/sek abströmt. Die Ablassventile sitzen an den Enden eines horizontalen Durchmessers. Zum Trockenlegen des Rohrbodens ist ein vierzölliges Drainrohr vorgesehen. Die Kosten des Stahlrohres stellten sich im Mittel auf 210 M. per lfd. Meter.

Wie schon bei der Beschreibung des San-Antonio-Syphons erwähnt wurde, hatte man einige Stahl-syphons in Rohrgräben verlegt und überschüttet, andere hingegen auf Pfeilern frei gelagert. Diese Pfeiler haben eine Breite von 3,6 m, eine

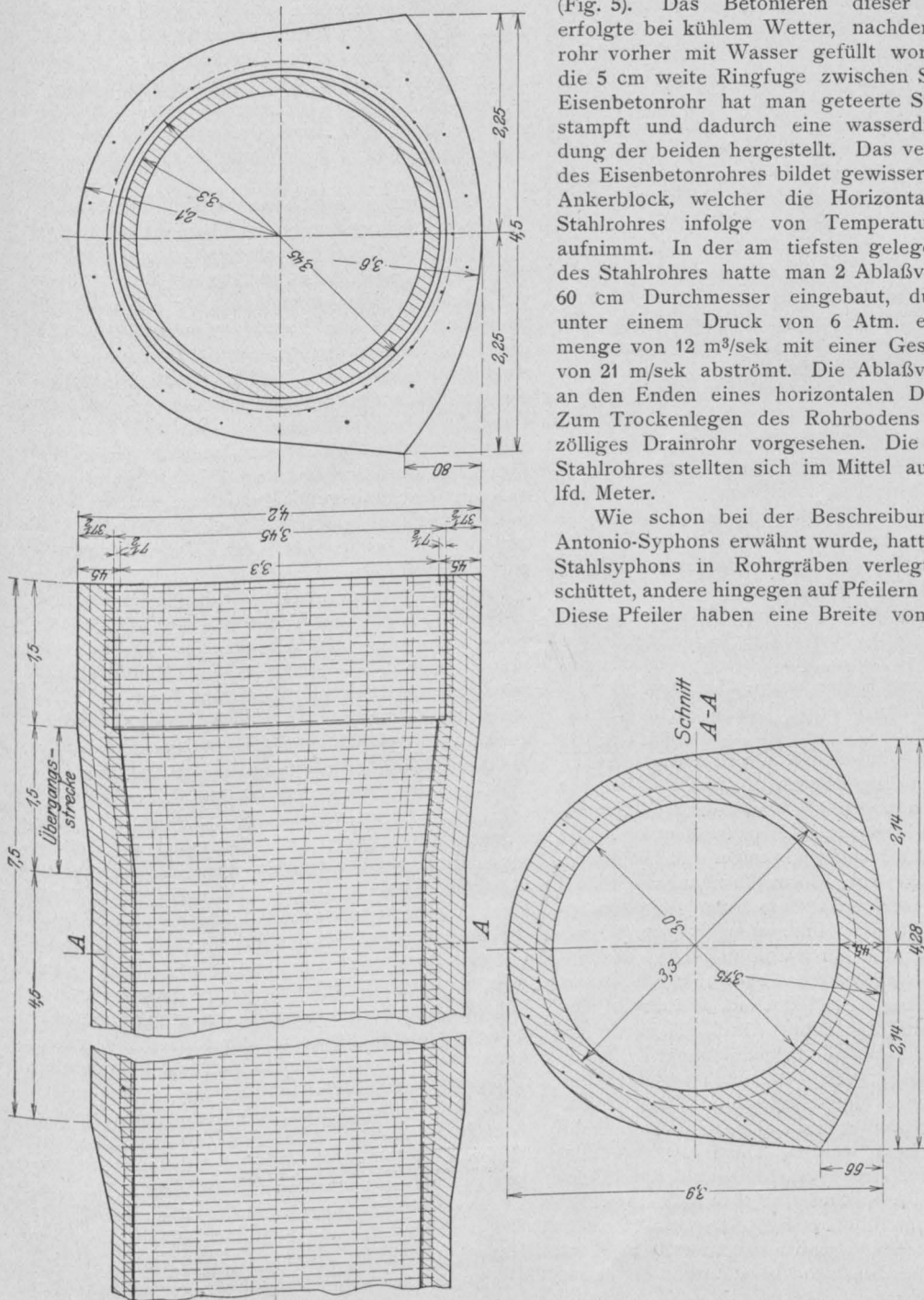


Fig. 5.

Übergang von Eisenbetondruckrohr (3,0 m \varnothing) zum Stahl-druckrohr (3,3 m \varnothing).

Kronenstärke von 0,6 m und sind in ihren obersten Teilen armiert. Die Rohre liegen mit $\frac{2}{5}$ ihrer Peripherie satt auf dem Pfeilerbeton. Infolge der Deformation, welche die Rohre beim Füllen erlitten, traten an den meisten Pfeilern in den oberen Ecken Diagonalrisse auf und pflegte man daher bei den späteren Ausführungen zur Vermeidung der Rißbildung die Pfeiler erst nach Füllung der Rohre fertig zu betonieren. Das Verlegen der Stahlrohre geschah nach ähnlichen Methoden wie der Bau des Antelope-Valley-Syphons.

An einigen in unzugänglichen Gräben situirten Baustellen, z. B. im Nine Mile Canyon, stapelte man die Rohrsektionen auf einem Lagerplatz in Gerinnhöhe und transportierte die Rohrstücke mit Hilfe einer freigespannten Kabelbahn nach ihrem Bestimmungsort.

Nicht sehr ermutigend sind die Erfahrungen, welche die Bauleitung mit tonnlägigen Druckschächten im Syphonbau gemacht hat. Der Gedanke an tonnlägige Druckschächte war unter den gegebenen Verhältnissen naheliegend, denn erstens konnte man durch das Treiben solcher Schächte die eigentliche Rohrstrecke abkürzen und zweitens gestaltete sich der Einbau einer horizontalen Rohrstrecke einfacher als das Verlegen eines Rohres von der Form des Talprofils.

Beim Sand-Canyon-Syphon verliefen die Druckschächte in einem ungewöhnlich harten Granitgestein. Der Dynamitverbrauch stellte sich um 70 bis 90 % höher als im normalen Granit. Die wenigen Fugen und Sprünge schienen mit Talk gefüllt. Die beiden Druckschächte hatten Längen von je 200 m, ein Gefälle von 45 Grad und ihre unteren Enden waren durch ein horizontales, unter einem Überdruck von 140 m Wassersäule stehendes Stahlrohr verbunden. Der kürzeste Abstand zwischen den Drucktunnelenden und den Talgehängen betrug 30 m. Das Stahlrohr hatte eine Länge von 270 m und griff beiderseits 80 m in die horizontalen Druckstollen ein. Die Betonverkleidung von Schächten und Stollen erhielt eine Dicke von 30 cm (Mischungsverhältnis 1:2:4) und die beim Betonieren etwa unausgefüllt verbliebenen Hohlräume zwischen Beton und Granit wurden durch Einpressen von Zementmilch unter 5 Atmosphären Überdruck geschlossen. Die Probefüllung hatte jedoch im Südschacht eine völlige Berstung der Betonverkleidung zur Folge. Das austretende Wasser durchfeuchtete die lehmigen Schuttmassen, welche den Südhang bedeckten, und verursachte einen Bergschliff. Die Druckstollenleitung mußte durch einen einfachen Stahlrohrsyphon ersetzt werden. Das Bauwerk befand sich am Ostfuß der Sierra Nevada, 37 km südlich vom Haiwee-Reservoir.

Auch beim Jawbone-Syphon, welcher unter einem maximalen Überdruck von 250 m steht, hatte man eine Druckschachtvariante in Erwägung

gezogen. Man trieb von der Talsohle aus einen horizontalen Stollen von angenähert kreisförmigem Querschnitt horizontal in den linken Talhang, verkleidete eine 30 m lange Strecke mit einer etwa 20 cm dicken Betonschicht, schloß die betonverkleidete Strecke durch wasserdichte Holzwände ab und prüfte sie unter einem Wasserdruck von 270 m auf ihre Dichtigkeit. Der verkleidete Druckstollen hatte einen lichten Durchmesser von 2,8 m und betrug der kürzeste Abstand zwischen dem tagseitigen Ende der Probestrecke und dem Talgehänge 45 m. Die Wasserverluste erwiesen sich also so bedeutend, daß man von der Variante Abstand nahm.

Zwei Druckschacht-Syphons sind übrigens in Betrieb und geben zu keiner Klage Anlaß.

Aus dem Vorangegangenen ist zu ersehen, daß sich die Eisenbetonbauweise für Syphonstrecken unter Wasserdrücken bis zu 24 m besser bewährt hat als die Stahlbauweise, und daß es die Bauleitung wagen konnte auf Grund ihrer eingehenden Studien des Betonmaterials von einem Mischungsverhältnis von 1 (Portlandzement): 4 beim Whitney-Syphon auf 1 (Tuffzement): 6, also 1 Teil Portlandzement auf 12 Teile Zuschläge herunterzugehen. Wir sind also mit unseren Mischungsgepflogenheiten, welche kein Individualisieren gestatten, noch recht weit von der möglichen Grenze der Materialersparnis entfernt.

Ebenso bemerkenswert wie die Bauausführung selbst ist die Art und Weise, wie man die Selbstkosten der über eine Strecke von 400 km verteilten Bauobjekte ermittelte, den Baufortschritt vom Hauptquartier aus überwachte und die Bauführer zu Rekordleistungen anspornte. Auf jedem amerikanischen Bau von nennenswerter Ausdehnung, selbst auf den meisten Eisenbetonhochbauten, sind ein oder mehrere sogenannte „Time-Keepers“ (Zeit-Registrierer), welche die Tätigkeit jedes einzelnen Mannes evident zu führen und die Ergebnisse ihrer Beobachtungen der Buchhaltung zu übermitteln haben. Die Buchhaltung verfertigt auf Grund dieser Angaben die Lohnlisten und berechnet die Selbstkosten. In den Büchern der Divisionsbuchhaltungen des Aquäduktes von Los Angeles war für jeden Mann ein eigenes Blatt reserviert, auf welchem die Art seiner Verwendung übersichtlich zur Darstellung kam. Der Einfachheit halber hatte man die einzelnen in Betracht kommenden Tätigkeiten mit Symbolen belegt. So bedeutete z. B. A a Betonmischen, A b Betontransportieren, A c Betonrühren. Alle 10 Tage sendeten die Divisionsbauleitungen ihre detaillierten Selbstkostenanalysen nach dem Hauptquartier.

In den ersten Tagen des Monats erhielt jeder Divisionsbauleiter und Sektionsbauführer von der Hauptbuchhaltung einen umfangreichen, bis ins Detail gehenden Bericht über die Selbstkosten

der Maßeinheiten von Arbeitsleistungen auf sämtlichen Sektionen des Wasserleitungsbaues sowie über den Arbeitsfortschritt. Die Bauführer waren somit in der Lage, ihre eigenen Leistungen mit denen der anderen zu vergleichen und hatten beständig das Gefühl, streng überwacht zu sein. Nachdruck bekam das Kontrollsystem durch die Prämien, welche für die Mehrleistungen über das kalkulierte Arbeits- und Fortschrittsquantum bezahlt wurden. Es würde zu weit führen, auf die Details der vorbildlichen Organisation einzugehen und sei der Leser diesbezüglich auf die veröffentlichten Berichte der Bauleitung verwiesen*).

Ein bemerkenswerter Bauunfall ereignete sich am Nordrand der Mojavewüste. Dort war das Eisenbetongerinne auf eine lange Strecke im Einschnitt über eine mächtige Ablagerung erdiger und schottriger unverfestigter Sedimente hinweggeführt. Die Sedimente waren seinerzeit bei katastrophalen Wolkenbrüchen von Sturzbächen aus den Schluchten der Sierra-Nevada herabgeschwemmt worden und breiteten sich am Südfuß dieses Gebirges deltaartig über die angrenzende Mojavewüste aus. Nach einem schweren Wolkenbruch lief das bereits fertiggestellte Gerinne voll und das Wasser

stand 30 cm bis einen Meter über der Gerinnecke. Unter dem Gewicht des Gerinnes setzte sich eine 30 m breite und 100 m lange Zone, um den Betrag von 30 cm und das Gerinne barst an vielen Stellen. Um einer nochmaligen Setzung vorzubeugen, stemmte man Löcher in den Gerinneboden und leitete Wasser in den Kanal, um dem darunter befindlichen Erdreich Gelegenheit zu geben, sich zu verdichten. Nach dem endgültigen Aufhören der Setzungsbewegungen demolierte man die schadhafte Gerinnestrecke und ersetzte sie durch eine neue.

Bemerkt sei noch, daß die meisten Kunstbauten untergeordneter Natur, wie Straßenüberführungen, Durchlässe, Schützenwehre usw., in Eisenbeton hergestellt wurden und daß die Objekte die ganz ungewöhnlich bedeutenden Temperaturschwankungen sehr gut vertrugen. Eine Ausnahme machte nur die Gerinnedecke, welche man in den ersten Baustadien als Plattenbalkendecke, mit den Rippen auf der Oberseite, ausgebildet hatte. Zwischen den Rippen und der Platte bildeten sich fast ausnahmslos Temperaturrisse, sodaß man bald von der Plattenbalken-Bauweise Abstand nahm und das Gerinne mit einer einfachen Eisenbetonplatte abdeckte.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. K. Richter (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Jungners Kali- und Zementverfahren. Das Verfahren des schwedischen Ingenieurs Jungners, der aus einer Mischung von Kalk und Feldspat im gewöhnlichen Zementofen guten Zement und als Nebenerzeugnis Kali gewinnt, wird mit Abb. kurz beschrieben. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 64.

Der Riesendrehrohrofen und die Frage seiner Wirtschaftlichkeit. Von J. H. Schütt in Elmshorn in Holstein. Vergleich zwischen großen und kleinen Drehrohröfen, untersucht nach der Wärmerrechnung. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 61.

Der Drehrostofen. Dieser neue Schacht-ofen, der neuerdings dem Drehrohrofen in der

Zementfabrikation starke Konkurrenz zu bieten verspricht, wird mit Abb. kurz besprochen. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 64.

Sand washing plant. Kurze Beschreibung einer Sandwaschanlage von Flußsand nach dem Prinzip der selbsttätigen Trennung von Sand und Schmutz infolge des verschiedenen spezifischen Gewichtes, in Verbindung mit einer Saugbaggerpumpe. Cement and Engineering News 1914. Nr. 3.

2. Prüfung und Untersuchung.

Mörtel vom Palast des Diokletian in Spalato. Die Ergebnisse über die Zusammensetzung werden nach den Untersuchungen des chemischen Laboratoriums für Tonindustrie, Prof. Dr. Seger und E. Cramer in Berlin, mitgeteilt. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 59.

The waterproofing and dampproofing of concrete. Kurze Besprechung der wichtigsten Wasserdichtungsmittel für Beton (chemische Zusätze). Cement and Engineering News 1914. Nr. 3.

*) City of Los Angeles, Annual Reports of the Bureau of the Los Angeles Aqueduct. Siehe auch: Eng. Rec. 1907 I S. 107; 1908 I S. 144; 1909 I S. 393; 1909 II S. 28; 1910 I S. 656; 1910 II S. 80, 39, 258, 330, 439, 466, 772; 1911 II S. 188, 716; 1912 I S. 6, 72, 116, 126, 698, 722; 1912 II S. 687; 1913 I S. 641; und Eng. News, Jahrgang 1907 bis 1913.

Influence des eaux souterraines sur le béton armé. Erwiderung auf einen Artikel, betr. Angriff der Fundierung durch chemische und elektrische Einflüsse, empfiehlt eine nicht zu magere Mischung als beste Sicherung, unter Weglassung aller besonderen Schutzmittel, namentlich zur Wasserimprägnierung. *Le Ciment Armé* 1914. Nr. 4.

3. Wirtschaftliches.

Zum 50jährigen Bestehen der Portlandzementfabrik Dyckerhoff u. Söhne. Kurze Geschichte der Entwicklung dieser weltberühmten Firma. *Tonindustriezeitung* 1914. Nr. 63.

Modernizing a southern lime mill. Von E. Soper. Schildert die Entwicklung und die wichtigsten Betriebseinrichtungen einer großen Portlandzementfabrik. Die Abb. zeigen u. a., daß der Betrieb mit großer Staubentwicklung arbeitet. *Cement and Engineering News* 1914 Nr. 3.

Der Einfluß des Zementpreises auf den Preis von Zementwaren und Beton. An berechneten Tabellen wird dieser Einfluß zahlenmäßig nachgewiesen. *Tonindustriezeitung* 1914. Nr. 55.

Patents relating to concrete construction. Von W. M. Demman. Behandelt das gewaltige Anschwellen der Patentgesuche und -erteilungen und führt von den wenigen, die sich in der Praxis haben halten können, die Hauptzüge des Patentanspruchs auf. *Cement and Engineering News* 1914. Nr. 3.

II. Theorie.

Die unmittelbare Bemessung der kragträgerartigen Mauerwerkskörper (Stütz- und Staumauern, Widerlager und Brückenpfeilern). Von Dr. techn. Siegmund Schwätzer, k. k. Lehrer an der Staatsgewerbeschule in Czernowitz. Der in der Praxis übliche Vorgang bei der Bemessung von kragträgerartigen Mauerwerkskörpern besteht bekanntlich darin, daß man auf Grund von Faustregeln oder „empirischen“ Formeln annimmt, auf die erforderlichen statischen Bedingungen hin untersucht und gegebenenfalls abändert. Verfasser gibt ein Verfahren an, welches die unmittelbare Bemessung der Mauerwerkskörper auf rein rechnungsmäßigem Wege gestattet und so das bisher übliche versuchsweise Vorgehen entbehrlich macht. *Österreich. Wochenschrift f. den öffentlichen Baudienst* 1914. Heft 19.

Querschnittsbemessung bei exzentrischem Druck. Von Prof. Engesser. Erläuterung einer graphischen Methode für den doppelt armierten Querschnitt. Mit Abb. *Zeitschrift für Betonbau* 1914. Heft 4 und 5.

Recherche de la hauteur et l'écartement économiques des poutres d'un plancher en ciment armé. Dimensionierungsformeln von Platten und Balken in Eisenbeton. Auszug einer Veröffentlichung im *Genie Civil* 1914, 14. März. *Le Ciment Armé* 1914. Nr. 4.

Ganzblockbau oder Einzelteile bei Betonbauten. Von Dr.-Ing. Leiner, Regierungsbaumeister a. D. (Oranienburg-Berlin). Verfasser kommt auf Grund seiner kritischen und theoretischen Betrachtungen zu folgenden Forderungen:

1. Ungleichartigkeit der angreifenden und widerstehenden Kräfte fordern bei großen Betonbauten die Auflösung in Einzelteile, auch bei Verwendung von Eisenbeton. Je größer das Bauwerk und je ungünstiger der Baugrund, desto zwingender wird die Forderung.
2. Die entstehenden Fugen sind bei Wasserdruckunterschieden sorgfältig zu dichten.
3. Die Dichtungen sind verschieden, je nachdem, ob nun Bewegungen in bestimmten Richtungen zu erwarten sind oder unsicherer Baugrund und ungleichartige Lastverteilungen vorkommen.
4. Jede Dichtung muß vor erstmaliger Anwendung durch Laboratoriumsversuche bei allseitiger Bewegung der anschließenden Betonteile geprüft werden.

An Abb. werden dann die verschiedenen Dichtungsarten und ihre Vor- und Nachteile besprochen. *Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1914. Heft 22.

Girderless reinforced concrete slabs. Beschreibung der zahlreichen, in Amerika neuerdings vielfach gebauten, sog. trägerlosen Decken. Die verschiedenen Berechnungsmöglichkeiten werden eingehend geschildert und Formeln für Säulenbelastung, Plattenstärke und Bewehrung, Lage der Wendepunkte und Größe der inneren Spannungen aufgestellt. *Engineering Record* 1914. Vol. 69. Heft 18.

Die Spannungen im Knotenpunkt eines Vierendeelträgers. Grüning zeigt, daß die Annahme geradliniger Spannungsverteilung in den Knotenpunktsschnitten eines Rahmenfachwerkes zu falschen Ergebnissen führt. Ableitung der Spannungsverhältnisse mittels Airyscher Spannungsflächen und durch einen Näherungsweg. Es zeigt sich, daß erhebliche Schubspannungen auftreten. Dieselben bewirken eine Veränderung der Knotenwinkel und rufen dadurch Nebenspannungen hervor. Diese wachsen mit zunehmender Formänderung, während sie beim Dreiecksfachwerk abnehmen. *Der Eisenbau* 1914. Heft 5.

Die Festigkeit von kegel- und kugelförmigen Böden und Decken. Von Ed.

Fankhauser. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1914. Nr. 21 und 23.

Berechnung zylindrischer Wasserbehälter mit Berücksichtigung der Sohleneinspannung. Von Dr.-Ing. J. Schultze in Biebrich. Verfasser gibt eine Näherungsmethode zur Berechnung und erläutert sie durch ein Beispiel. Beton und Eisen 1914. Heft IX.

Der kritische Außendruck zylindrischer Rohre. Von R. v. Mises (Straßburg i. E.). Theoretische Ableitung einer Formel, die sich wahrscheinlich in ähnlicher Weise innerhalb der Proportionalitätsgrenze bewähren wird, wie die Eulersche Formel für die Knicklast. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1914. Nr. 19.

Silowände bei Berücksichtigung des Zellenzusammenhanges. Von Dr.-Ing. K. Arnstein in Straßburg i. E. Verfasser bestimmt für rechteckige Zellen und mehrreihige Zellenanordnung in allgemein gültiger Weise die größten auftretenden Momente und stellt die Resultate zum praktischen Gebrauch in Tafeln zusammen. Er beschränkt sich auf die Berechnung einer Anordnung von 3×3 -Zellen mit den Seitenlängenverhältnissen 1:1, 2:3 und 1:2, die für die praktisch vorkommenden Fälle ausreichen. Mit Abb. Zeitschrift für Betonbau 1914. Heft 5.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Costo e resistenza dei pali di calce struzzo armato. Kurzer Bericht über Vergleiche, die von der Carnegie Steel Company hinsichtlich der Kosten und Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonpfählen und Pfählen aus dem Holz der Edelkastanie angestellt wurden. Die Widerstandsfähigkeit war etwa dieselbe bei beiden Pfahlarten. Die Kosten der Holzpfähle $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ von denen der Eisenbetonpfähle. Die Dauer der letzteren aber voraussichtlich unbegrenzt. Il Cemento 1914. Nr. 4.

Die Ermüdung der Metalle. Von Ing. Dr. Otto Fuchs, Privatdozent f. Mechanische Technologie an der k. k. Deutschen Techn. Hochschule in Brunn. Angaben über Versuche zum Studium der Ermüdungserscheinungen (Arbeitsfestigkeit) der Metalle. Mit Abb. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 20.

Zur Bekämpfung des Schalles. Von Carl Micksch, Berlin. Ausführliche Angaben über die Versuche, welche die Firma Siemens u. Halske für den Bau der Berliner Untergrundbahn hat anstellen lassen. Die zweckmäßigsten Baustoffe und die Art ihrer Verwendung für Schallbekämpfung, ebenso wie die Ergebnisse und die Erfolge bei den verschiedenen Ausführungen werden besprochen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 22.

Fire test on reinforced concrete. Notiz über einen Versuch an einem armierten Wassertank, der, nachdem er $2\frac{3}{4}$ St. dem Feuer ausgesetzt war, noch heiß mit Wasser gefüllt wurde, wobei nur geringe Risse auftraten. Cement and Engineering News 1914. Nr. 3.

Electrolysis in concrete. Versuche über die schädliche Wirkung elektrischer Ströme auf armierten Beton. Ergebnis: Bei gleicher Strommenge sind Ströme von hoher Spannung schädlicher als niedrigespannte Ströme; der Eisenbeton wird weniger angegriffen, wenn er als Anode wirkt; Schutzmittel und Zugaben für Wasserdichtigkeit sind ohne Wirkung. Concrete and Constr. Engineering 1914. Nr. 5; s. auch Le Ciment Armé 1914. Nr. 4.

Einfluß von Kochsalz auf verschiedene Zementarten. Von stud. chem. A. O. Passow. Sehr wertvolle Untersuchungen, deren Ergebnisse mitgeteilt werden. Nach diesen Versuchen kann es nicht das Kochsalz sein, das den zerstörenden Einfluß auf Zemente, die in Seewasser oder anderen salzhaltigen Wässern lagern, ausübt. Im Gegenteil, Hochfenzemente werden durch Kochsalz verbessert. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 59.

Einfluß des Innenanstrichs von Zementrohren mit Inertol auf die Größe des Leitungswiderstandes, den Wasser beim Fließen in Zementrohren findet. Von R. Stücker. Die Versuchsanordnung und ihre Ergebnisse werden mitgeteilt. Mit Abb. Zeitschr. d. V. D. I. 1914. Nr. 20.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Die abgesteifte Baugrube. Von Ober-Ingenieur R. Degwert in Charlottenburg. An vielen Abbildungen wird die ältere und neuere Bauweise bei Herstellung abgesteifter Baugruben ausführlich beschrieben. Deutsche Bauztg. 1914. Nr. 36 u. 37.

Concrete crane pontoon. Notiz über einen in Marseille erbauten Kranpontoon in Eisenbeton, der mit Motor und Schraube ausgestattet, sich selbständig bewegen kann. Cement and Engineering News 1914. Nr. 3.

Über die Verwendung des Betonkunststeines bei der Murregulierung in der steiermärkisch-ungarischen Grenzstrecke. Von Carl Grünhut, k. k. Oberbaurat. Ausführliche Angaben über die Herstellung und den Ein-

bau von Beton und Betonsteinen für diese Flußbauten. Mit Abb. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914. Heft 18.

Groß-Berliner Bahnbauten. Keramik und Betonwerksteine an der Strecke Neubabelsberg—Potsdam. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 55.

Die Kreuzblume des Münsters in Konstanz in Betonwerkstein hergestellt. Von O. Würtenberger. Ihr Vorteil liegt in den geringen Herstellungskosten und Nebenarbeiten (Gerüstbau). Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 55.

Zusammensetzbare Winkelstützmauern. Beschreibung einer aus einzelnen Wandplatten, Grundplatten und Pfosten mit Streben zusammengesetzten Bahnsteigeinfassung aus Eisenbeton. Vorteile: Billigkeit und Schnelligkeit der Ausführung, leichter Abbruch. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverw. 1914. Nr. 42.

Decay of wood ports encased in concrete. Hölzerne Säulen, deren Fuß in Beton eingelassen war, wurden stark zerstört. Es wird empfohlen, die Holzsäulen über dem Sohlenbeton aufzulagern und das Eindringen von Betonfeuchtigkeit in das Holz durch eine eiserne Zwischenplatte zu verhüten. Mit Abb. Engineering News Vol. 71. Heft 17.

Reinforced decayed poles. Beschreibung einer fahrbaren Mischmaschine für die Herstellung von Betonfüßen für Maste. Mit Abb. Engineering Record, Vol. 69. Heft 17.

Concrete piles. Betonpfähle, die im Boden durch Zurückziehen des Eisenmantels hergestellt werden. Verbesserung durch eine besondere Verbindung von Schuh mit zurückgehendem Mantel, ferner durch eine Vorrichtung zum Herausziehen, bei der gleichzeitig der Beton nach unten gedrückt wird. Mit Abbildungen von ausgegrabenen Propfählen. Concrete and Constr. Engineering 1914. Nr. 5.

Concreting pedestals for new steel-plant buildings. Herstellung großer Betonpfeiler in Cleveland-Ohio. Der Beton wurde durch Rohre eingegossen, die den Wasserkranen der Eisenbahnstationen ähneln. Mit Abb. Engineering News, Vol. 71. Heft 19.

Failure of concrete poles during blizzard. Es wird berichtet, daß bei den außergewöhnlich starken Schneestürmen in Amerika außer hölzernen Masten auch solche aus Eisenbeton zum Teil zerstört wurden. Engineering News, Vol. 71. Heft 17. — s. L. Juniheft.

Deckeneinsturz. Eine Decke im 3. Stockwerk, hergestellt in Steineisenkonstruktion nach Kleinscher Bauart, bricht infolge vorzeitiger, stoßweiser Belastung und reißt die darunter liegenden Decken mit. Beton u. Eisen 1914 Heft IX.

The failure of the stony river dam. Zugschrift betr. Einsturz eines Flußdammes bei Dobbin, West-Virginia. Der Damm besaß bei 1075 Fuß Länge eine größte Höhe von 51 Fuß; Konstruktion in Eisenbeton, bestehend aus einer wasserseitig unter 45° geneigten Platte, die aller 15 Fuß durch senkrechte Wände gestützt wurde. Die Ursache des Einsturzes ist höchstwahrscheinlich Unterwaschung, da die Fundamente nicht überall bis auf den festen Fels hinabgeführt sind. Mit Abb. The Engineer 1914, 1. Mai.

Une nouvelle tour de Pise. Notiz über einen Silo, der infolge mangelhafter Fundierung sich um etwa 25° geneigt hat, ohne daß Risse in Erscheinung getreten sind. Le Ciment Armé 1914. Nr. 4.

2. Ausführungen im Hochbau.

Les habitations à bon marché. Allgemeine Beschreibung einer 4-Häusergruppe von billigen Kleinwohnungen in Eisenbeton. Bemerkenswert die Treppenanlage, die sich zwischen je zwei Häuserfronten im Freien spannt und den eiförmigen Eindruck der Bauwerke unterbricht. Le Ciment Armé 1914, Nr. 4.

Reinforced concrete building at Para, Brazil. Kurze Beschreibung eines zweigeschossigen Bureaugebäudes, hergestellt aus vorbereiteten Balken und Säulen und Füllung der Wände mit Kunststeinen. Der Aufbau geschah durch Eingeborne unter Anleitung weniger Europäer. Mit Abb. Concrete and Constr. Engineering 1914. Nr. 5.

Reinforced concrete in the new offices of the Metropolitan Railway. Beschreibung des in Eisenbeton ausgeführten Bureaugebäudes der Metropolitan Railway, das über dem Bahnhof liegt. Ohne Konstruktionseinzelheiten. Concrete and Constr. Engineering 1914. Nr. 5.

Das neue Gebäude für die Königliche Bibliothek und die Akademie der Wissenschaften in Berlin. Die Konstruktion der Kuppel (Eisenbeton) des großen Lesesaales wird mit Abbildungen nach einem Vortrage ihres Erbauers, des Regierungs- und Baurats Adams, eingehend beschrieben und ihre Ausführung besprochen. Deutsche Bauztg. 1914. Nr. 38.

Kuppel über dem großen Lesesaal der Königl. Bibliothek Berlin. 38,6 m weite Rippenkuppel. Die Rippen wurden auf besonderem Arbeitsboden fix und fertig hergestellt einschließlich der steinmetzmäßigen Bearbeitung der Ansichtsflächen, alsdann hochgezogen und auf ihre Lager gestellt. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1914. Nr. 40.

The Usher Hall of Music, Edinburgh. Ausführliche Beschreibung eines Musikhauses in Eisenbeton, gebaut als Theater mit zwei Rängen für 2900 Sitzplätze. Die größte Ausladung der

frei ausgekragten Ränge beträgt 6:30 m. Die Decke über dem Zuschauerraum ist flach, im Äußeren als flache Kuppel überbaut; die Decke über dem Podium ist eine flache Plattenbalkendecke (ohne Schnürboden). Die weißen Ansichtsflächen sind mit Leisten aus Gold und Bronze, die Säulen durch Marmorplatten verziert. Die Akustik ist einwandfrei. Mit Abb. Concrete and Constr. Engineering 1914. Vol. IX. Nr. 5.

A.-G. Stickereiwerke Arbon in Arbon. Fabrikbau in Eisenbeton ohne nähere Beschreibung der Konstruktion; in den Abb. tritt die Zweckmäßigkeit und Schönheit der Innenraumkonstruktion deutlich hervor. Der Industriebau 1914. Heft IV.

Razing a one-story reinforced concrete building. Abbruch eines 6 Jahre alten Eisenbetongebäudes in Baltimore. Die Decken wurden von Hand abgebrochen, Balken und Säulen mit Dynamit gesprengt. Der Abbruch wurde anscheinend dadurch begünstigt, daß an jedem Säulenfuß eine durchgehende eiserne Platte eingelegt wurde. 225 cbm in 23 Tagen abgebrochen, Kosten 1200 Dollar. Mit Abb. Engineering News 1914. Vol. 71. Heft 19.

Ziegeleianlage Haudel, Brockwitz bei Dresden, aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. N. Assam. Neubau und Erweiterung einer Ringofenziegelei von 22,80 × 88,60 m äußerer Abmessung, wobei der Eisenbetonbau von dem Ringofen getrennt ist. Die Räume über dem Ofen sind mit T-förmigen Balken als durchbrochene Decke zwecks Ausnützung als Trockenraum hergestellt. Umfangreiche Rahmen- und Plattenbalkenauführungen unter vielfacher Verwendung von Federgelenken. Kosten der Eisenbetonkonstruktion 32 M/qm Grundfläche bei kostenlos geliefertem Kies und ohne Bearbeitung der Schalungsflächen nicht wesentlich mehr als eine gleich umfangreiche Holzkonstruktion. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Heft IX.

Rapid erection of a large reinforced-concrete stadium. Ein großes Fußballstadion — Kosten über 1 Million Mark — in Brooklyn wurde an 42 Tagen im Rohbau fertiggestellt. Beschreibung der neuzeitlichen Baueinrichtungen. Mit guten Abb. Engineering News 1914. Vol. 71. Heft 21.

Die Eisenbetonarbeiten an der sächsischen Hälfte des Leipziger Hauptbahnhofes. Querbahnsteighalle aus Eisenbeton im IV. Hallenteld. Von Dipl.-Ing. E. Haimovici in Leipzig. Gegenüber der Ausführung der Hallentfelder I bis III — s. Armierter Beton 1912, Heft 4 und 5 — haben an den Lehrgerüsten einige Änderungen stattgefunden, insbesondere hat sich die Vorbelastung des Gerüst mit einer Hängebühne, deren Last mit fortschreitender Betonierung

abgenommen wurde, als zweckmäßig erwiesen. Ausführliche Beschreibung des Bauvorganges und der verbrauchten Baustoffe. Mit zahlreichen Abb., namentlich der Lehrgerüste. Beton und Eisen 1914. Heft IX.

Reinforced concrete versus cast iron for lighthouse construction. Von C. Wesemann. Vergleich eines neuen holländischen Leuchtturmes in Eisenbeton mit einem unter ähnlichen Verhältnissen erbauten deutschen in Eisen. Der Eisenbetonbau stellt sich billiger, erfordert aber einen günstigen Bauplatz. Mit Abbildungen. Concrete and Constr. Engineering 1914. Nr. 5.

Kohlensilo für die Gelsenkirchner Bergwerks-A.-G., Hütte Vulkan, Duisburg-Hochfeld. Von Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. A. Dischinger. Der Silo besitzt eine Grundfläche von rund 8 × 32 m und ist in vier Zellen geteilt. Fundierung auf großer Grundplatte. Ausführliche Beschreibung des Berechnungsganges des als zweifacher Stockwerksrahmen ausgebildeten Bauwerkes mit Belastung von innen und äußerer Anschüttung. Beton und Eisen 1914. Heft VIII und IX.

Eisenbetonsilo mit Lüftungseinrichtungen. Von Privatdozent Dr.-Ing. Kleinogel. Silo mit Zwischenwänden aus U-förmigen Balken, die einen zusammenhängenden Luftraum auf die ganze Silohöhe schaffen. Auf 1 cbm Füllmasse entfällt rd. $\frac{1}{3}$ qm Lüftungsfläche, dazu noch bei sich bewegendem Inhalt des Silos Saugwirkung. Die Balken sind ohne festen Anschluß an die Umfassungsmauern verlegt. Die Bauweise empfiehlt sich nur für nicht zu große Silos, verbilligt deren Aufbau durch Wegfall der Schalung für die Zwischenwände. Mit Abb. Der Industriebau 1914. Heft III und IV.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Concrete protection for street bridge. Eine über eine Eisenbahn führende eiserne Straßenbrücke war den Rauchgasen und dem Ruß von 500 Lokomotiven täglich ausgesetzt. Viele Rostschutzmittel bewährten sich schlecht, weshalb man nach einer gründlichen Reinigung auf eine vollkommene Betonumhüllung zukam. Engineering Record 1914. Vol. 69. Heft 17.

Parapets to safeguard railway bridges. Ein massives Geländer hatte bei einer Zugentgleisung in Amerika ein größeres Unglück verhütet. Engineering News 1914. Vol. 71. Heft 17.

Ponte in cemento armato sull' Olona presso Castellanza. Eisenbetonbrücke über den Olona bei Castellanza (im Mailändischen). Straßenbrücke mit 3 Öffnungen von 4,60, 16 und 4,60 m lichter Weite. Die Fahrbahn ist als durchgehender Plattenbalken mit 5 Unterzügen gebildet, die in der Mitte der Öffnungen 1,10 m

über den Auflagern 2,36 m hoch sind, einschl. der Plattenstärke. Sowohl die beiden Mittelpfeiler wie die Endauflager sind Eisenbetonwände von 8 m Höhe von Oberkante Grundmauerwerk bis Fahrbahn gemessen. Die Stärken sind bei den Mittelpfeilern oben 1,30 m, bei den Endwiderlagern oben 1,70 m, unten 2,30 m. Breite zwischen den Eisenbetonbrüstungen 8 m. Das Bauwerk macht einen bei Eisenbetonkonstruktionen ungewöhnlich schweren Eindruck. Abbildungen und ausführliche Berechnungen sind beigegeben. Il cemento 1914. Heft 4.

Ausführungen vom Rhein-Herne-Kanal. Beschreibung der Brückenwiderlager der Strecke Datteln—Hamm. Wegen sehr schlechten Baugrundes für die im Bergsenkungsgebiet gelegenen Bauwerke waren besondere Vorsichtsmaßregeln notwendig. Fünfeckige Eisenbetonpfähle, bewehrte Grundplatte, Eisenbetonanker zur Verbindung der ausgekragten Flügelmauern. Auflagersteine aus Eisenbeton, Mischungsverhältnis 1:2:3, wodurch eine außerordentlich hohe Festigkeit erzielt und an Kosten gespart wurde. Grundsätze für die Ausführung von Widerlagern. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1914. Nr. 41.

Die Eisenbetonbalkenbrücke der Bauart Vierendeel bei La Louvière (Belgien). Von A. Schleusner in Charlottenburg. Kurze Beschreibung dieser 3 m breiten Fußgängerbrücke von 55,6 m Spannweite, die damit die größte bestehende Eisenbetonbalkenbrücke darstellt. Gute Abb. unterstützen die Angaben über die Einzelausbildung der Lager und Armierung, die Bauausführung und Brückenprüfung. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1914. Nr. 23.

Die Glennerstraße von Ilanz nach Peidnerbad. Von J. Solca, Ober-Ingenieur des Kantons Graubünden. Neben mancherlei Kunstbauten wird die Glennerbrücke, eine Eisenbetonbogenbrücke von 34,5 m Spannweite, mit Abb. eingehender beschrieben. Schweizer. Bauzeitung 1914. Bd. 63. Nr. 23.

The Coire-Arosa Railway. Notiz über die wichtigsten Bauten der Chur-Arosa-Bahn, im besonderen des Langwies-Viaduktes. Mit Abb. The Engineer 1914. 1. Mai.

Bogenbrücke über den Hase-Kanal in Osnabrück. Von Dipl.-Ing. R. Berman (Bremen). Eisenbetonbogen von 21 m lichter Weite und 1:3,84 Stichverhältnis. Eingespannter Bogen von sechs Rippen von 60 cm Breite in Abständen von 2,20 m, auf den sich mit Säulen die Straßentafelplatte stützt. Die Bögen im Scheitel 0,70 m, im Kämpfer 1,20 m stark, sind graphisch als eingespannt berechnet und gaben als Höchstbelastung im Beton 51 kg/qcm Druck, 25 kg/qcm Zug und im Eisen 780 kg/qcm Zug bei $\pm 20^\circ$ Temperaturschwankung. Die Fahrbahnplatte ist mit Stahl-

draht armiert. Mischungsverhältnisse für die Bögen 1:2 $\frac{1}{2}$:3 $\frac{1}{2}$, für die Platte 1:2:3. Baukosten 118 Mark/qm; durch die Auflösung des Bogens in Rippen wurde eine Ersparnis von 10% erreicht. Mit Abb. Zeitschrift für Betonbau 1914. Heft 5.

Dedicate-Schuylkill River Viaduct at Reading. Kurze Angaben über einen großen Eisenbetonbogenviadukt; derselbe zeigt ein sehr gefälliges Äußeres. — Kosten. Mit Abb. Engineering Record 1914. Vol. 69. Heft 21.

Reinforced concrete viaduct, Martin's Creek, U. S. A. Ausführliche Beschreibung eines Viaduktes von 500 m Länge und 45 m Höhe mit Halbkreisbogen bis zu 45 m Lichtweite. Das Gewölbe wird von zwei breiten Rippen gebildet. Bemerkenswert die Lehrgerüste, die teils aus eisernen, an Kämpfervorsprüngen aufsitzen den Bögen bestehen, teils aus einem in der Mitte des Gewölbes stehenden Holzturm, gegen den das Gewölbe abgespreizt ist. Mit Abb. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 5.

Reinforced concrete bridge in California. Notiz mit guten Abb. eines Straßenviaduktes von 450 m Länge. Der größte Bogen hat 60 m Spannweite und 45 m Höhe. Ausbildung als Rippenbogen. Das sehr hohe Bauwerk macht einen sehr luftigen Eindruck. Concrete and Constructional Engineering 1914. Nr. 5.

The Mayo Bridge, Richmond. Beschreibung einer sehr gefälligen städtischen Straßenbrücke. Bogenstellung mit 22 m Lichtweite aus Beton mit steifen Eiseneinlagen. Lichtmaste und Brüstung aus Eisenbeton. Mit Abb. Engineering News 1914. Vol. 71. Heft 20.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Grundswellen in Eisenbeton. Von Dr. Franz Angerholzer von Almburg, k. k. Forstkommissär. Ausführliche Angaben mit Abb. über die Ausführung und Berechnung dieser Eisenbetongrundswellen im Kammelbach, einem Zufluß der kleinen Aupa. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1914. Heft 21.

Mauerwerk und Beton im Talsperrenbau. Von Prof. Van der Kloes (Delft). Verfasser zeigt unter Hinweis auf eine Reihe Bilder, wie der ausgeschwitzte Kalküberschuß in Kalk- und Betonmauerwerk das Aussehen des Bauwerks schädigt, und empfiehlt Beigabe von Puzzolan. Bei einem Vergleich der verschiedenen Mauerwerksarten für Talsperren findet er Bruchsteinmauerwerk am geeignetsten, während Beton zu stark schwindet. Zur Dichtung der Mauer solle die Wasserseite auf 1 m Stärke in fettem Mörtel versetzt werden, im übrigen zur Vermeidung von Ausschwitzungen mit kalkarmem Mörtel. Soweit Drainageröhren in die Mauer eingebaut wären, schlägt er vor, sie mit

mörtelarmem Bruchsteinmauerwerk zu umgeben. Mit Abb. Zeitschr. für Betonbau 1914. Heft 4 u. 5.

Making concrete blocks for Kensico dam. Während der Kern der Kensico-Sperrmauer für die New Yorker Catskill-Wasserversorgung als Zyklopenmauerwerk ausgebildet wird, bestehen die Ansichtsflächen aus Betonblöcken, die gleichzeitig als Lehre für das innere Mauerwerk dienen. Großzügige Massenherstellung der Blöcke mittels Laufwagen, die 3 Betonmischmaschinen tragen. Mit Abb. Engineering News, Vol. 71. Heft 19.

Masonry construction work at the Kensico dam in 1913. Beschreibung des Bauvorgangs für das Bruchsteinmauerwerk. Vorzügliche Baueinrichtungen. Gute Abb. Engineering News, Vol. 71. Heft 21 — s. L. Juni 1914, V. 4.

Die Wasserversorgung von Los Angeles. 400 km Wasserleitung. Von Ing. Julius Barth. Kurze Beschreibung mit Abb. Die Betonbauwerke sind besonders erwähnt. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 62.

Difficult Foundation Work on the Amoskeag Savings Bank building. Schwierige Gründung für ein 10-stöckiges Gebäude. Die Absenkung von Eisenbrunnen gelang nicht, man mußte zur Preßluftgründung übergehen, wobei die Brunnenwandungen mitverwendet wurden. Mit Abb. Engineering News, Vol. 71. Heft 21.

Über größere Betongründungen. Von F. K. Esling (Melbourne). Verfasser gibt einige Winke über sparsame Ausführung von Gründungen. Bei festem Erdbreich führt er den Erdaushub enger als die Fundamentbreite aus und untersticht die Ränder der Sohle vor Beginn des Betonierens auf die volle Breite. Die Schalung des aufgehenden Betons ist so angelegt, daß die Kardiellen für die Schalungswand verwandt werden. Den Beton verwendet er in plastischer Form ohne jedes Stampfen, da er bei Umbauten festgestellt hat, daß sich Stämpfbeton in Schichten abheben läßt (Trennung der ursprünglich guten Mischung durch das Stampfen in mörtelreiche und mörtelarme Lagen). Ersparnis an Beton durch Eindrücken von Steinblöcken in Plattenform. Mit Abbildungen. Beton u. Eisen 1914. Heft IX.

Die neue Kraftübertragungsanlage der Shawinigan Water u. Power Co. in Montreal, Kanada. Von Ing. Friedrich T. Kälin, Montreal. In der ausführlichen Beschreibung finden sich auch Angaben über die Eisenbetonausführung der gewaltigen Rechenkammern. Mit Abb. Schweizer. Bauztg. 1914. Bd. 63. Nr. 19, 22 u. 23.

300 000 HP hydro-electric plant on the Mississippi. Elektrische Kraftstation am Mississippi bei Keokuk, wozu der Fluß durch ein Brückenwehr angestaut wird. Die Herstellung des Wehres erfolgte in Beton mit Gewölbeüberbau. Herstellung der Schalung in eisernen, zerlegbaren

Formen, die während des Baues gleichzeitig eine provisorische Brücke zum Antransport des Baumaterials trugen. Mit Abb. The Engineer 1914. 1. Mai.

The Lost river multiple-arch curved dam. Bau einer großen Wehranlage in aufgelöstem Eisenbetontragwerk. Beschreibung der Gesamtanlage und Einzelheiten. Kostenangaben. Mit zahlreichen Abbildungen. Engineering News, Vol. 71, Heft 18.

New lock and canal at the Soo. Beschreibung der Betonarbeiten an einer 410 m langen Schiffschleuse. Mauern von 15 m Höhe aus einzelnen in eisernen 9/8/15 m großen Formen hergestellten Blöcken. Die Betonmischung richtete sich jeweils nach der Beschaffenheit des Klargeschlagmaterials. Ausführliche Beschreibung der interessanten Betonbereitungsanlage. Mit Abb. Engineering News, Vol. 71. Heft 17.

Il cemento armato nelle costruzioni marittime. Die Anwendung des Eisenbetons bei Seebauten, Von Ing. Augusto Villa. Es werden zunächst die Konstruktionseinzelheiten besprochen und zwar Eisenbetonpfähle mit Spiralschnürung und die von Considère angegebene Verbindung schräger Strebpfähle aus Eisenbeton mit senkrechten Pfählen. Sodann wird die Ausführung von Eisenbetoncaissons beschrieben und deren Berechnung gegeben. Der Verfasser, der einige der wichtigsten Eisenbeton-Seebauten, die von der italienischen „società anonima ferrobeton“ ausgeführt sind, nacheinander vorzuführen gedenkt, bespricht in den jetzt vorliegenden Heften zunächst Pfahlwerke, die zu verschiedenen Zwecken vom Ufer in die See hinausgeführt sind. Dahin gehören:

1. Pontile di Siracusa. Ein durch doppelte Pfahlreihe gestütztes Gerüst von 133,9 m Länge zur Unterstützung einer 170 m weit ins Meer geführten Rohrleitung, durch die die Abwässer von Syrakus der See zugeleitet werden.

2. Pontile per il silos di Napoli. Ein 10 m breiter, 90 m langer Pfahlbau im Hafen von Neapel. Er dient zur Aufnahme von 3 beweglichen Kranen von je 60 t Tragkraft. Die Plattform ist als hohler Kasten von 5,15·1,65 m lichter Weite ausgebildet, der zur Aufnahme von Transportbändern dient, um Getreide von den Schiffen nach den Silos zu schaffen. In Entfernungen von 13 m ist die Plattform durch 6 Pfähle gestützt, die sich in zwei Gruppen von je 3 Pfählen zu beiden Seiten der Brücke befinden.

3. Pontile per la Calabria. Landungsbrücke in Calabrien; der Ort der Ausführung ist nicht näher angegeben. Breite 6,0 m, am Kopf 8,0 m. Länge 36 m. Die als Plattenbalken hergestellte Brückenbahn ist durch 21 Eisenbetonpfähle und 8 schräge Strebenpfähle von 40 cm Durchmesser und 8 eckigem Querschnitt gestützt.

Allen 3 Baubeschreibungen sind Abbildungen, der dritten außerdem eine ausführliche Standfestigkeitsberechnung gegenüber den Angriffen der Meereswellen beigegeben. Weitere Fortsetzungen werden folgen. *Il cemento* 1914. Heft 3 und 4.

Betonmolen: Seemolen bei Vorupør und Hanstholm an der Westküste Jütlands. Von C. Bech, Abt.-Ingenieur d. Kgl. Wasserbauwesens. Mit Abb. wird die Ausbildung beschrieben. *Tonindustrie-Ztg.* 1914. Nr. 58.

Reinforced concrete pier. Notiz über einen 300 m langen Pier in S. Francisco, bestehend aus einem Unterbau von Eisenbetonpfählen und -balken und einer Abdeckung aus Eisen und Holz. *Cement and Engineering News* 1914. Nr. 3.

Reinforced concrete Jetties. Eisenbetonmolen für die Kanaleinfahrt bei New Jersey. Beschreibung von 3 verschiedenen Eisenbetonspundpfählen. Mit Abb. *Engineering News*, Vol. 71, Heft 21.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

The La Sall-Oglesbey concrete Lighway. Kurze Beschreibung eines wohl gelungenen Versuchs, eine starkbenutzte Landstraße in Beton auszuführen. Die Baumaterialien wurden von verschiedenen Seiten kostenlos geliefert. *Cement and Engineering News* 1914. Nr. 3.

Puzzolan mixtures tested for Oregon roads. Beschreibung der Beimischung von Puzzolan und Diatomeenerde zu Beton im Straßenbau; als vorteilhafteste, die Festigkeit erheblich erhöhende Beimischung ergab sich etwa 2 Zement zu 1 Puzzolan. *Cement and Engineering News* 1914. Nr. 3.

New specifications for concrete pavements. Schilderung der Grundsätze für den Bau

neuer Betonstraßen für den New Yorker Staat. *Engineering News*, Vol. 71. Heft 18.

Costs and methods of building large sewers. Beschreibung der Bauart und Ausführung weiter Entwässerungskanäle aus Beton für Chicago. Kostenangaben. Mit Abb. *Engineering Record*, Vol. 69, Heft 17.

Schwellenkörper für eine mit Schlackenbunten befahrene Grubenbahn. Von Ing. H. F. Kühl. Als Ersatz der durch glühende Schlacken leicht zerstörbaren hölzernen Fahrbahntafeln eiserner Förderbahnen werden neuerdings fabrikmäßig hergestellte Betonkörper verwendet. Deren Berechnung und Ausbildung wird mit Abbildungen näher beschrieben. *Tonindustrie-Ztg.* 1914. Nr. 55.

The new water supply for the city of New York. Von Charles Prelini. Enthält u. a. umfangreiche Anwendung von Beton zu Tunnel- und Mauerwerksbauten. *Engineering* 1914, 20., 27. März.

Die anlässlich des Umbaus des Favoriten-Viadukts in Wien ausgeführten Arbeiten im Steudeltunnel der Wiener Verbindungsbahn. Von Ing. F. Holzer (Wien). Bei Umbau und Vergrößerung des Favoriten-Viadukts (Südbahn) kamen ein Zwischenpfeiler und ein Widerlager teilweise über den Steudeltunnel der Wiener Verbindungsbahn zu liegen, der ein Ziegelgewölbe von 90 cm Stärke besitzt. Das Ziegelgewölbe wurde an diesen Stellen abgetragen und durch eine Eisenbetonkonstruktion ersetzt, bestehend aus eisernen Gitterrahmen, die vollständig einbetoniert wurden. Die Eisenkonstruktion hatte während des Baues die Schalung zu tragen und erhält daraus eine Belastung von max 379 kg/qcm, dazu aus der Verbundkonstruktion bis 503 kg/qcm ($n = 15$); der Beton ist bis 28 · 2 kg/qcm belastet. Mit Abb. *Zeitschr. für Betonbau* 1914. Heft 5.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

DIE ANREGUNGEN TAYLORS FÜR DEN BAUBETRIEB.

Vortrag am 7. März 1914 im „Württembergischen Verein für Baukunde“.

Von Dr.-Ing. Max Mayer (Stuttgart.)

(Fortsetzung von S. 225.)

Als erste wichtige Frage ist das Mischungsverhältnis behandelt. Taylor befürwortet durchaus die Anstellung von gründlichen Untersuchungen und Druckproben für die Feststellung des Mischungsverhältnisses, da dieselben meist zu dem Ergebnis führen, daß richtiggewählte Mischungen ohne Qualitätseinbuße eine große Ersparnis an dem teuren Zement ermöglichen. Die Betonmasse

muß natürlich groß genug sein, um die Kosten der Proben zu rechtfertigen.

Die alte Regel, daß man soviel Sand zugeben soll, als Wasser in den Hohlräumen des Kieses Platz hat, und daß man ebenso mit dem Zement und mit den Hohlräumen des Sandes verfahren soll, verwirft Taylor als unrichtig. Trockener Sand mit gleichmäßig feinen Körnern hat ebensoviel

Hohlräume wie ein anderer Sand mit gleichmäßig groben Körnern und braucht doch viel mehr Zement, um einen gleich festen Mörtel zu liefern. Zudem wächst das Volumen einer bestimmten Sandmenge stark mit der Feuchtigkeit des Sandes. Auch findet der körnige Sand in den Hohlräumen des Kiesel nicht ebenso Platz wie eine völlig gestaltlose Flüssigkeit. Dagegen läßt Taylor die auch bei uns übliche Methode gelten, wonach man jene Mischung benützt, welche bei gleichem Trockengewicht der Materialien das kleinste Betonvolumen, also den spezifisch schwersten und dichtesten Beton gibt. Als wissenschaftliche Methode jedoch empfiehlt Taylor eine mechanische Analyse des Gemisches, wobei festgestellt wird, mit welchem Prozentsatz die verschiedenen Korngrößen im Zuschlagstoff enthalten sind.

Beim Bezug des Kiesel soll der Unternehmer nicht übersehen, daß beim gleichen cbm-Preis der Kies mit den wenigsten Hohlräumen am billigsten ist. Dieser Punkt ist viel bedeutender, als man gewöhnlich meint. Taylor weist nach, daß man für eine Kiessorte, die 15% weniger Hohlräume enthält als eine andere, um 50% mehr pro cbm bezahlen darf als für die weniger dichte. Deshalb ist auch Kies im allgemeinen vorzuziehen gegenüber Schotter, und hierbei ist wieder Schotter direkt vom Steinbrecher ausgiebiger als gesiebter.

Für eine angenäherte Berechnung der Mischung empfiehlt sich die Fußlersche Regel. Diese lautet auf unser Maßsystem übersetzt: Man dividiere die Zahl 43 durch die Summe der Verhältniszahlen, also beispielsweise bei 1:2:4 durch $1+2+4=7$; der Quotient gibt die Anzahl der Sack Zement, die man auf den gestampften Kubikmeter Beton nötig hat. Multipliziert man nun diese Sackzahl mit 36 Liter, dem Inhalt pro Sack, so hat man das Einheitsvolumen der Mischung, und durch Multiplikation mit den Verhältniszahlen erhält man die benötigten Massen von Sand und Kies für den Kubikmeter Beton. Hierbei ist für die Schwere des Portlandzementes die bei uns gültige amtliche Ziffer von 1400 kg/cbm angenommen.

Eine exakte Theorie der Mischung entwickelt Taylor auf Grund einer Formel zur Berechnung des Betonvolumens aus bekannten Mengen von Zement, Sand und Kies, die man etwa so ausdrücken kann: Man multipliziert die Anzahl der Faß Zement mit einer festen Verhältniszahl, die angibt, wieviel tatsächlich von Zementmasse eingenommenes Volumen in einem Faß Zement enthalten ist, addiert dazu das Volumen des Sandes nach Abzug sämtlicher Hohlräume; dieser reine Raumgehalt der Sand- und Zementkörner erhält einen Zuschlag, der dem beim Mischen des Mörtels hereingekommenen Volumen von Wasser und Luft entspricht. Ebenso werden vom Kiesvolumen die ursprünglich vorhandenen

Hohlräume abgezogen und wieder ein Zuschlag für eingemischtes Wasser und Luft gemacht. Die Summe dieser beiden Volumina gibt das gewünschte Betonvolumen, das man bei entsprechender Wahl der Zuschläge gleich auf den gestampften Zustand beziehen kann. Die Formel enthält 4 Koeffizienten, welche von der Qualität der Baustoffe, dem Wasserzusatz und der Art des Mischens und Stampfens abhängen. Für alle Fälle konstant kann der eine Wert gelten, welcher den vom Mörtel nicht ausgefüllten Rest von Hohlräumen im gestampften Beton angibt; Taylor setzt 8% hierfür an. Das Verhältnis der im Mörtel enthaltenen Volumina von Wasser und Luft zu dem reinen Volumen der Sand- und Zementkörner schwankt von 30% für sehr groben Sand bis zu 70% für sehr feinen Sand. Für gewöhnlichen guten Flußsand soll man 34%, für feinen Sand 60% annehmen. Die beiden anderen Koeffizienten bedeuten die Hohlräume in den Rohmaterialien und können durch mechanische Analyse oder aus dem Verhältnis des Raumgewichtes des Materiales zum Raumgewicht des kompakten Gesteins bestimmt werden. Normalerweise kann man bei grobem Sand mit 46% und bei feinem Sand mit 55% Hohlräumen rechnen. Am wichtigsten sind, wie bereits bemerkt, die Hohlräume des Kiesel; falls man das Material noch nicht näher kennt, soll man immer mit 45% Hohlräumen im Kies rechnen. Nach diesen Grundsätzen hat Taylor eingehende Tabellen und Diagramme für den Materialbedarf beim Beton aufgestellt, die bisher mit allen praktischen Erfahrungen ausgezeichnet übereinstimmend haben sollen.

Auch den Beton mit Steineinlagen behandelt Taylor genau. Man erspart dabei das Zerkleinern der Steine und einen entsprechenden Teil Zement. Das Gewicht des Betons wird größer, was für gewisse Konstruktionen ein Vorteil ist. Seine Verwendung lohnt sich aber nur dort, wo man die Steine mit dem Kran transportieren und versetzen kann. Bei kleinen Massen rentiert sich diese Einrichtung natürlich nicht. Man fährt am billigsten, wenn man so große Steine benützt, als die vorgesehene Maschinerie zuläßt. Der Prozentsatz der Steine in der Gesamtmasse kann von 20 bis 60% schwanken, je nach Größe und Abstand der Steine. Bei sehr nassem Beton und sorgfältigem Versetzen der Steine kann man bis auf einen Mindestabstand von 8 cm herabgehen; große Kransteine haben dann bis zu 60% der Masse Platz. Man rechnet aber besser nur mit 50%. Falls man keinen Maschinenbetrieb hat und die Steine nur so groß nehmen will, als ein Mann sie verarbeiten kann und 13 cm Abstand einhalten soll, vermag man bloß 20% Steine unterzubringen. Wenn die Steine in unregelmäßigen Brocken angeliefert und aufgehäuft werden, so betragen die Lufträume 40 bis 50%, im Mittel

T a f e l I.

Materialbedarf für 100 qm Platte oder Wand.

Zu benützen für Decken, Wände, Unterlagschichten. Das Volumen eines 50 kg-Sackes ist gemäß den Stambetonvorschriften des Deutschen Ausschusses 1908 zu $50:1,4 = 35,7$ l angenommen. Für größere Plattenstärken kann man die angegebenen Zahlen kombinieren. Die Werte für $1:2\frac{1}{2}:5$ sind durch Interpolation zu finden.

Beton							Mörtel						
Dicke cm	1:2:4			1:3:6			Dicke cm	1:1		1:1½		1:2	
	Zement Sack	Sand cbm	Kies cbm	Zement Sack	Sand cbm	Kies cbm		Zement Sack	Sand cbm	Zement Sack	Sand cbm	Zement Sack	Sand cbm
6	41	2,9	5,8	29	3,1	6,2	1/2	11	0,39	9	0,47	7	0,51
8	55	3,9	7,8	39	4,2	8,3	1	22	0,78	17	0,93	14	1,03
9	61	4,4	8,7	43	4,7	9,3	1½	33	1,17	26	1,40	22	1,54
10	68	4,9	9,7	48	5,2	10,3	2	43	1,56	35	1,86	29	2,05
12	82	5,8	11,7	58	6,2	12,4	2½	54	1,94	43	2,33	36	2,56
14	95	6,8	13,6	67	7,3	14,5	3	65	2,33	52	2,79	43	3,08
15	102	7,3	14,6	72	7,8	15,5	3½	76	2,72	61	3,26	50	3,59
16	109	7,8	15,5	77	8,3	16,5	4	87	3,11	69	3,72	58	4,10
18	123	8,7	17,5	87	9,3	18,6	5	109	3,89	87	4,64	72	5,13
20	137	9,7	19,4	96	10,4	20,7	6	130	4,67	104	5,57	86	6,16
25	171	12,2	24,3	120	13,0	25,8	7	152	5,44	121	6,50	101	7,18

45% des meßbaren Gesamtvolumens, bei runden Steinen etwa 40%.

Von den umfangreichen, geschickt angeordneten Tabellen für den Materialbedarf und die Materialkosten in allen vorkommenden Fällen, die Taylor aufstellt, können wir in den beistehenden Tafeln I und II nur eine kurze Probe geben. Besonders interessieren dürfte hieran der Einfluß der Schotterkörnung, der bei uns noch nicht in dieser exakten Weise gefaßt wurde.

Bei der Gewinnung der Betonmaterialien ist der schwierigste Teil das Lösen und Brechen des Schotters. Für dauernde Anlagen empfiehlt sich das Aufstellen von sehr großen Steinbrechern, die wesentlich billiger arbeiten. Häufig werden für das erste Sprengen große Löcher mit Brunnenbohrern von 12–15 cm Durchmesser hergestellt, doch ist die Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens nicht immer sicher. Die Kosten der Felslösung sind eine der schwankendsten Größen, die bei Bauarbeiten vorkommen. Insbesondere kommt es vor, daß ein weicher Fels schwieriger zu bohren ist als ein harter, indem der weiche Schlamm sofort den Boden des Bohrloches bedeckt. Außerdem hängt der Erfolg des Sprengens stark ab von der Höhe der angegriffenen Felswand, von der Art, die Löcher zu setzen, von der Brisanz der Sprengstoffe usw. Hier ist ein Werkmeister, der sich den örtlichen Verhältnissen anzupassen weiß, von ganz besonderem Nutzen. Für die Härte des Gesteins und seine Klassifizierung ist die

beim Brechen aufzuwendende Kraft ein Maßstab; sie kann bei sehr hartem Fels bis zu 2000 kg/qcm, bei weichem bis zu 350 kg/qcm herunter betragen. Die wesentlichen Daten für die Kalkulation des Felslösens sind:

1. Wieviel Meter Bohrloch kann eine Bohrmaschine im Tag bohren, und
2. wieviel Meter Fels kann mit einem Meter Bohrloch gesprengt werden?

Die meisten anderen Ausgaben beim Sprengen sind der Tagesleistung proportional. Die üblichen Maschinen sind Dampf- und Druckluftbohrer. Die Lochdurchmesser können mit $8\frac{1}{4}$ cm beginnen und bei den tieferen Löchern bis zu $4\frac{1}{2}$ cm zurückgehen.

Feinkörniger Basalt ist eine der härtesten zu bohrenden Felsarten. Die Bohrleistung schwankt hier von 60 bis 130 cm in der Stunde und man kann mit den wirksamsten Sprengstoffen durchschnittlich eine Leistung von 1,1 cbm pro Bohrer und Stunde erzielen. In hartem Fels kann man bis zu $1\frac{1}{2}$ m in der Stunde bohren und etwa 3 cbm pro Stunde und pro Bohrer sprengen; in mäßig hartem Fels kann man 1,80 m Bohrloch und $5\frac{3}{4}$ cbm Felslösung pro Bohrer und Stunde erreichen. In weicheren Felsarten bis zum Sandstein herunter sind die Leistungen wesentlich größer; es sind bis zu $7\frac{1}{2}$ m Bohrloch pro Stunde im Sandstein erzielt und bis zu 25 cbm Fels auf 1 m Bohrloch gesprengt worden. Es empfiehlt sich hierfür das Bohrloch erst mit Schwarzpulver zu erweitern, damit die Sprengladung möglichst tief zu liegen kommt.

Der Abstand der Bohrlöcher hat sich nach der Lochtiefe, der Zähigkeit des Felsens und nach der gewünschten Größe der gesprengten Felsbrocken zu richten. Da es kostspielig ist größere Blöcke mit Hammer oder Keilen zu zerkleinern, so tut man am besten, falls man nur kleinere

T a f e l I I.

Materialbedarf für 1 cbm Beton.

Das Volumen von 1 Sack = 50 kg Zement ist zu 50:1,4 = 35,7 l angenommen.

Mischung nach Volumenteilen			Mischung nach Raummaßen			Schotter von einheitlicher Korngröße			Schotter ohne Brechstaub			Gesiebter Kies			Gemische verschiedener Korngrößen		
						50 % Hohlräume			45 % Hohlräume*)			40 % Hohlräume			30 % Hohlräume		
Zement	Sand	Schotter oder Kies	Zement-packung	Sand, lose	Schotter, lose	Zement	Sand	Schotter	Zement	Sand	Schotter	Zement	Sand	Kies	Zement	Sand	Kies
			Sack	Liter	Liter	Sack	cbm	cbm	Sack	cbm	cbm	Sack	cbm	cbm	Sack	cbm	cbm
1	—	1	1	—	36	20,1	—	0,72	19,3	—	0,69	18,6	—	0,67	17,1	—	0,61
1	—	2	1	—	71	14,5	—	1,03	13,7	—	0,98	13,0	—	0,93	11,5	—	0,82
1	—	3	1	—	107	—	—	—	10,6	—	1,14	10,0	—	1,07	8,7	—	0,94
1	—	4	1	—	143	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7,0	—	1,00
1	—	5	1	—	179	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,9	—	1,05
1	—	6	1	—	214	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,0	—	1,08
1	1	1 1/2	1	36	54	12,6	0,45	0,67	12,1	0,43	0,65	11,7	0,42	0,63	10,9	0,39	0,59
1	1	2	1	36	71	11,2	0,40	0,80	10,7	0,38	0,77	10,3	0,37	0,74	9,6	0,34	0,68
1	1	2 1/2	1	36	89	10,1	0,36	0,90	9,6	0,34	0,86	9,2	0,33	0,82	8,5	0,30	0,76
1	1	3	1	36	107	9,2	0,33	0,99	8,7	0,31	0,94	8,3	0,30	0,90	7,6	0,27	0,82
1	1 1/2	2	1	54	71	9,8	0,53	0,70	9,5	0,51	0,68	9,1	0,49	0,65	8,5	0,46	0,61
1	1 1/2	2 1/2	1	54	89	8,9	0,48	0,80	8,6	0,46	0,77	8,2	0,44	0,74	7,6	0,41	0,68
1	1 1/2	3	1	54	107	8,2	0,44	0,88	7,9	0,42	0,84	7,5	0,40	0,81	6,9	0,37	0,74
1	1 1/2	3 1/2	1	54	125	7,6	0,41	0,96	7,2	0,39	0,91	6,9	0,37	0,87	6,3	0,34	0,79
1	1 1/2	4	1	54	143	7,1	0,38	1,01	6,7	0,36	0,96	6,4	0,34	0,92	5,8	0,31	0,83
1	1 1/2	4 1/2	1	54	161	6,7	0,36	1,07	6,3	0,34	1,01	5,9	0,32	0,96	5,4	0,29	0,87
1	1 1/2	5	1	54	179	6,3	0,34	1,12	5,9	0,32	1,06	5,6	0,30	1,00	5,0	0,27	0,90
1	2	3	1	71	107	7,4	0,53	0,80	7,1	0,51	0,76	6,8	0,49	0,74	6,3	0,45	0,68
1	2	3 1/2	1	71	125	6,9	0,49	0,87	6,6	0,47	0,83	6,3	0,45	0,79	5,8	0,42	0,73
1	2	4	1	71	143	6,5	0,46	0,93	6,2	0,44	0,88	5,9	0,42	0,84	5,4	0,39	0,78
1	2	4 1/2	1	71	161	6,1	0,44	0,98	5,8	0,42	0,94	5,6	0,40	0,89	5,0	0,36	0,81
1	2	5	1	71	179	5,8	0,41	1,03	5,5	0,39	0,98	5,2	0,37	0,93	4,7	0,34	0,84
1	2	5 1/2	1	71	196	5,5	0,39	1,08	5,2	0,37	1,01	4,9	0,35	0,97	4,4	0,32	0,87
1	2	6	1	71	214	5,2	0,37	1,11	4,9	0,35	1,06	4,6	0,33	1,00	4,2	0,30	0,89
1	2 1/2	3	1	89	107	6,8	0,61	0,73	6,5	0,58	0,70	6,3	0,56	0,68	5,9	0,52	0,63
1	2 1/2	3 1/2	1	89	125	6,4	0,57	0,80	6,1	0,55	0,76	5,9	0,52	0,73	5,4	0,49	0,68
1	2 1/2	4	1	89	143	6,0	0,54	0,86	5,7	0,51	0,82	5,5	0,49	0,79	5,1	0,45	0,73
1	2 1/2	4 1/2	1	89	161	5,7	0,51	0,91	5,4	0,48	0,87	5,2	0,46	0,83	4,7	0,42	0,76
1	2 1/2	5	1	89	179	5,4	0,48	0,96	5,1	0,46	0,92	4,9	0,44	0,87	4,4	0,40	0,80

Bemerkung: Schwankungen in der Feinheit des Sandes sowie im Verdichten des Betons können die Zahlen bis zu 10 % nach beiden Richtungen beeinflussen.

*) Für gewöhnliche Verhältnisse zu benutzen.

Brechmaschinen aufstellen will, die Löcher von vornherein so eng zu setzen und so viel Sprengstoff anzuwenden, daß der Fels schon beim Sprengen in genügend kleine Brocken zerfällt. In diesem Sinne verstehen sich die Angaben der Tafel III; andernfalls kann man natürlich viel größere Sprengleistungen pro Meter Bohrloch erzielen.

Bei diesem Kapitel ist Taylor in der Lage, nähere Angaben über gut organisierte Betriebe zu machen. Die „Allgemeine Bruchsteingeseellschaft in Easton Pa.“ arbeitet in Quarzit und in Kalkstein und bohrt in jedem der beiden jährlich mehr als 30 000 m Loch. Die Arbeiter zerfallen in Bohrmannschaften und Pulvermann-

Quarzit und 9,0 t Kalkstein. Bohren und Sprengen samt Maschinenreparatur kostet an Löhnen 29 Pf. pro Tonne Quarzit und 17 Pf. pro Tonne Kalkstein; dazu kommt 3 Pf. Sprengstoff pro Tonne. An einem anderen Betrieb konnte man die Veränderung gut beobachten, welche die Einführung der wissenschaftlichen Betriebsleitung verursachte; die Leistung der Leute stieg auf das Doppelte, die Löhne um 20%. Die Härte des Felsens wechselt dort stark; man fand aber schließlich heraus, daß Akkordverträge möglich waren, wenn man die Vergütung monatlich neu bestimmte. Auch bei uns trifft man mitunter diese verhältnismäßig großzügigen Arbeiten gut organisiert.

Tafel III.

Ungefähre Werte für Bohrleistung und Lochabstand in verschiedenen Felsarten.

Härteklassen	Felsarten	Spezifisches Gewicht des Gesteins	Raumgewicht des Schotters*)	Ungefährer Lochabstand	Sprengleistung pro Meter Bohrloch			Bohrgeschwindigkeit m		Ungefähre Bohrleistung pro Stunde pro Bohrer					
					t (zu 1000 kg)					im Taglohn			im Akkord		
						cbm Fels	cbm Schotter	Taglohn	Akkord	Tonnen	cbm Fels	cbm Schotter	Tonnen	cbm Fels	cbm Schotter
Harter Fels	Basalt, Granit	2,7	1,49	1,60	6,8	2,5	4,6	1,20	2,30	8,2	3,0	5,5	15,6	5,7	10,6
Mittelharter Fels	Gewöhnlicher Kalkstein	2,6	1,43	1,75	8,1	3,1	5,7	1,80	3,30	14,6	5,6	10,3	26,7	10,2	18,8
Weicher Fels	Weicher Kalkstein, Sandstein, Ton-schiefer	2,6	1,43	1,95	9,8	3,8	6,8	2,45	4,60	24,0	9,3	16,7	45,1	17,5	31,3

*) bei 45% Hohlräumen.

schaften. Der Mann, der das Loch gebohrt hat, muß es mit einem Stöpsel verschließen; an diesem ist ein Zettel befestigt, auf dem die Lochtiefe notiert werden muß. Der Pulvermann kontrolliert die Länge, füllt das Loch mit Sprengstoff und nimmt den Zettel mit, um ihn später auf dem Bureau abzuliefern. Die angeschriebene Länge wird natürlich auch anderweitig noch kontrolliert und bei unrichtigen Notierungen werden den Leuten starke Abzüge gemacht. Der Bohrmann bekommt mit einem Helfer zusammen pro Meter Bohrloch im Quarzit 90 Pf. und im Kalkstein 62 Pf.; sie verdienen zusammen durchschnittlich 24 M. im Tag. Dabei sind Druckluftbohrmaschinen im Gebrauch mit einem Druck von 5 Atm. am Bohrer. Die Bohrleistungen sind 2,30 m im Quarzit und 3,30 m im Kalkstein pro Bohrer pro Stunde; die Löcher werden 6 m tief mit abgestuftem Durchmesser gebohrt. Dem Meter Bohrloch entsprach eine Sprengleistung von 6,3 t

In seinen Kostentabellen für Felslösen (nach Art der Tafel IV) berücksichtigt Taylor die Kosten des Gesteins im Bruch, die Kosten des Abraumes, die Ausgaben für Sprengstoffe und deren Zubehör; diese Gruppe bleibt für den cbm Gestein konstant ohne Rücksicht auf die Tagesleistung. Bei der zweiten Gruppe, nämlich Kohlen, Öl, Maschinenreparaturen, Abschreibung und Verzinsung der Anlage sowie den eigentlichen Arbeitslöhnen vermindert sich der Betrag pro cbm Schotter, wenn die Tagesleistung wächst.

Die jährliche Abschreibung wird zu 25%, die Verzinsung zu 6% der Anlagekosten, die Benutzungsdauer zu 150 Tagen im Jahr angenommen. Die Bedienung einer Bohrmaschine besteht aus einem Bohrer und einem Helfer, ferner entfallen darauf $\frac{1}{2}$ Heizer, $\frac{1}{4}$ Schmied und $\frac{1}{4}$ Schmiedehelfer sowie $\frac{1}{4}$ Vorarbeiter. Zu deren Löhnen werden gleich 15% als allgemeine Unkosten der Baustelle addiert. Eine andere Tabelle (III) gibt

Tafel IV.

Kosten des Felsbohrens und Sprengens zur Schottergewinnung.

Taglohn ist zu 50 Pf./Stunde angenommen.

15% für Aufsicht und Bauunkosten sind inbegriffen, nicht aber Geschäftskosten oder Gewinn.

Felsart	Einzelarbeiten	Kosten pro 10-Stunden- Tag pro Bohrer				Kosten der Felslösung					
		im Taglohn		im Akkord		pro t = 1000 kg		pro cbm festes Ge- stein		pro cbm Schotter	
		Lei- stung cbm	Kosten M.	Lei- stung cbm	Kosten M.	Tag- lohn M.	Ak- kord M.	Tag- lohn M.	Ak- kord M.	Tag- lohn M.	Ak- kord M.
Harter Fels wie Basalt Granit Quarzit Gneis	a) { Gebühr für die Ge- steinsentnahme Abraum Sprengstoff Zündhütchen und Züandschnur	31 cbm massiver Fels 56 cbm Schotter		58 cbm massiver Fels 106 cbm Schotter							
			6,20		11,60	0,07	0,07	0,20	0,20	0,11	0,11
			6,20		6,96	0,07	0,04	0,20	0,12	0,11	0,07
			19,32		36,71	0,24	0,24	0,63	0,63	0,35	0,35
			1,93		3,67	0,02	0,02	0,06	0,06	0,03	0,03
	Summe a)		33,65		58,94	0,40	0,37	1,09	1,01	0,60	0,56
	b) { Kohlen zu 20 M./t Öl und Putzwolle Reparaturen Zins u. Abschreibung Arbeitslohn	31 cbm massiver Fels 56 cbm Schotter	11,50	58 cbm massiver Fels 106 cbm Schotter	11,50	0,14	0,07	0,37	0,20	0,21	0,11
			1,22		1,22	0,01	0,01	0,04	0,02	0,02	0,01
			1,45		1,45	0,02	0,01	0,05	0,02	0,03	0,01
			8,70		8,70	0,10	0,06	0,28	0,15	0,16	0,08
			24,45		31,75	0,30	0,20	0,79	0,55	0,43	0,30
	Summe b)		47,32		54,62	0,57	0,35	1,53	0,94	0,85	0,51
	zusammen		80,97		113,56	0,97	0,72	2,62	1,95	1,45	1,07
Mittelharter Fels wie Kalkstein	a) { Gebühr für die Ge- steinsentnahme Abraum Sprengstoff Zündhütchen und Züandschnur	57 cbm massiver Fels 101 cbm Schotter		104 cbm massiver Fels 190 cbm Schotter							
			11,40		20,80	0,07	0,07	0,20	0,20	0,11	0,11
			11,40		12,48	0,07	0,04	0,20	0,12	0,11	0,07
			21,76		39,40	0,15	0,15	0,38	0,38	0,21	0,20
			2,18		3,94	0,01	0,01	0,04	0,04	0,02	0,02
	Summe a)		46,74		76,62	0,30	0,27	0,82	0,74	0,45	0,40
	b) { Kohlen zu 20 M./t Öl und Putzwolle Reparaturen Zins u. Abschreibung Arbeitslohn	57 cbm massiver Fels 101 cbm Schotter	11,50	104 cbm massiver Fels 190 cbm Schotter	11,50	0,07	0,04	0,20	0,11	0,11	0,06
			1,22		1,22	0,01	0,00	0,02	0,01	0,01	0,01
			1,45		1,45	0,01	0,01	0,03	0,01	0,01	0,01
			8,70		8,70	0,06	0,03	0,15	0,08	0,08	0,05
			24,45		31,75	0,16	0,11	0,43	0,31	0,24	0,16
	Summe b)		47,32		54,62	0,31	0,19	0,83	0,52	0,45	0,29
	zusammen		94,06		131,24	0,61	0,46	1,65	1,26	0,90	0,69

Als Entnahmegebühr ist in allen Fällen die durchschnittliche Zahl von 20 Pf. für den Kubikmeter Fels angesetzt; für den Abraum sind die Durchschnittswerte von 20 Pf. (im Taglohn) und 12 Pf (im Akkord) bezogen auf den Kubikmeter massiven Fels angenommen.

Die Kostengruppe a) hängt, bezogen auf die Leistungseinheit, nicht von der Tagesleistung ab; pro Bohrer pro Tag wächst sie mit der Tagesleistung. Die Gruppe b) ist, auf die Leistungseinheit bezogen, der Tagesleistung umgekehrt proportional und kann, auf den Tag bezogen, als konstant gelten.

Die Angaben gelten für durchschnittliche Verhältnisse. Abtransport des Schotters ist nicht inbegriffen.

für verschiedene Felsklassen eine Reihe von wichtigen Angaben, darunter den zweckmäßigen Lochabstand, bei welchem das Gestein in einer für gewöhnliche kleinere Brecher genügender Weise zerkleinert wird, und anderes. Weitere Tabellen geben detaillierte Angaben über den Abraum je nach Material und Transportverhältnissen, über die Gewichte verschiedener Gesteine im Fels und als Schotter usw.

Für das Zerkleinern der Steine sind Anlagen von sehr verschiedenem Umfang denkbar. Das einfachste ist ein tragbarer Backenbrecher, der mit einem Motor zusammen auf einem Rahmen so montiert ist, daß der Schotter unten auf einen Haufen fällt; andererseits gibt es Brecher von sehr großer Leistungsfähigkeit mit automatischer Beschickung, Elevatoren, Behältern usw. Selbstverständlich muß die Summe der laufenden Ausgaben plus Aufstellungskosten, Abschreibung und Verzinsung der Anlage ein Minimum sein. Die Größe der Backenbrecher wird durch die Öffnung des oberen Randes des Maules angegeben und kann von 4×8 cm bis zu 60×90 cm betragen, für Betonschotter üblich sind 25×50 und 23×38 cm. Bei den letzteren kann eine Tagesleistung von 57 cbm in 10 Stunden erwartet werden. Die Korngröße des Produktes kann durch Verstellen der unteren Weite reguliert werden. Die Kreiselbrecher sind weit größere Maschinen und können so aufgestellt werden, daß man sie direkt vom Löffelbagger aus beschickt, der nach dem Sprengen den Fels aushebt. In allen Fällen muß man eine größere Type von Brecher aufstellen als für den regelmäßigen Betrieb nötig wäre, nicht nur wegen der oft weit übertriebenen Katalogziffern, sondern auch in der Absicht, daß der Brecher immer wieder auf Vorrat vorausarbeiten soll und bei einem momentanen Versagen nicht den ganzen Betonierbetrieb still legt. Mit der Härte des Gesteins nimmt die Leistung des Brechers ab.

Beim Sieben des Schotters ist darauf zu achten, daß die Maschenweite um ein Viertel kleiner zu nehmen ist als die beabsichtigte Korngröße, wegen der länglichen Stücke. Daß die gegenseitige Aufstellung von Brecher, Sieben usw. so zu treffen ist, daß überflüssige Höhentransporte vermieden werden, ist für uns bereits selbstverständlich. Taylor bespricht weiter die tatsächlichen Leistungen der Brecher und gibt ein sehr interessantes Diagramm über den Prozentsatz der verschiedenen Korngrößen im gebrochenen Material. Aus diesem Diagramm ist ersichtlich, daß es ratsam ist, den Brecher um 15 % größer einzustellen als die Korngröße des Schotters sein soll, weil man anderen Falls zu viel feines Material bekommt.

Der schwierigste Punkt ist die Zeit, welche nötig ist, um die Sprengtrümmer so zu zerkleinern, daß sie in den Brecher gehen. Sie hängt von den Größenverhältnissen, von der Härte des Gesteins und von der Beaufsichtigung der Arbeit ab; jedenfalls ist hier für die Leute eine ausgezeichnete Gelegenheit zum Bummeln. Es ist ein Hauptvorteil der größeren Brechertypen, daß diese Arbeit gehörig reduziert wird. Auf Grund der örtlichen Verhältnisse ist es aber auch hierbei immer möglich, die normale Leistung des Arbeiters festzustellen und einzuhalten, wenn man die Leute unabhängig voneinander behandelt und für gute Leistung gut bezahlt. Im Durchschnitt darf man mit $1\frac{1}{2}$ cbm pro Stunde rechnen, doch hat Taylor bei städtischen Regiebetrieben auch Leistungen von $1\frac{1}{3}$ cbm in 9 Stunden, also den zehnten Teil von Obigem, beobachtet.

Die Bedienung für normale Anlagen besteht ohne Rücksicht auf die Größe des Brechers aus 2 Mann, die einschaufeln, einem Maschinisten, einem Mann zur Bedienung des Schotterbehälters, einem Mann für Nebenarbeiten und $\frac{1}{2}$ Vorarbeiter. Bei größeren Anlagen kann man den Zulauf automatisch einrichten. Bei großen Anlagen ist es zweckmäßig stufenweise zu brechen und kleinere Brecher hinter einen größeren einzuschalten. Es führt aber natürlich leicht zu einem Verlust, wenn man die Einrichtung zu teuer werden läßt. Beim Ausmaß des Schotters muß berücksichtigt werden, daß derselbe nach einem Fuhrwerkstransport um 10 % dichter ist als vorher.

Die in den Taylorschen Tabellen gegebenen Kosten für das Steinbrechen zerfallen wieder in eine Gruppe, die für den Kubikmeter konstant ist ohne Rücksicht auf die Tagesleistung, nämlich das Zerkleinern der Sprengtrümmer, das Laden derselben auf Wagen und den Transport zum Brecher, und in eine zweite Gruppe von Kosten, die mit wachsender Tagesleistung abnehmen, nämlich Brennstoff, Öl, Maschinenreparaturen, Abschreibung (mindestens 20 % jährlich) und Verzinsung, die beide auf 150 Arbeitstage pro Jahr verteilt werden, und die Löhne für die am Brecher beschäftigten Arbeiter. Eine weitere Tabelle gibt Abmessungen, Gewicht, Leistung und Kraftbedarf der verschiedenen Brechertypen. Hier wie am Schluß aller weiteren Kapitel gibt Taylor eine Zusammenstellung der einschlägigen Aufsätze aus der amerikanischen Literatur.

Das folgende Kapitel über den Materialtransport ist von großer allgemeiner Wichtigkeit, denn die Transporte bilden einen wesentlichen Teil unserer sämtlichen Betriebe. Die Transportlänge, die Beschaffenheit des Weges und der Transportgeräte sind die Hauptfaktoren und müssen bei allen Angaben in erster Linie ge-

nannt werden. Abgesehen davon, daß einige dieser Angaben meist fehlen, sind Veröffentlichungen über Transportkosten wie über alle Arbeiten nach Taylors Ansicht immer sehr niedrig, weil alle Beteiligten sich hüten richtige Angaben über Arbeiten zu machen, die teuer gekommen sind, selbst wenn Gründe dafür vorhanden waren. In diesem Fall zeigt Taylor die Herkunft seiner Tabellen sehr deutlich. Für das Aufstellen der Tabellen braucht man viel kleinere Einheiten als man sie für die Kalkulation einer neuen Arbeit nötig hat, und die ursprünglichen Zeitstudien Taylors bezogen sich auf elementare Bewegungen, während in den Tabellen nur noch ganze Arbeitsvorgänge, die aus jenen aufgebaut sind, vorkommen. Ich glaube, dieser eine Zug ist sehr geeignet, uns die Taylorschen Vorschläge sympathisch zu machen und als praktisch brauchbar erscheinen

zu lassen. Wer nur von der weitgetriebenen Zergliederung der Arbeiten hörte, der konnte mit Recht sagen: „Sollen wir etwa die Selbstkosten eines großen Bauwerks durch Aufstellen und Addieren von Millionen von Minutenleistungen berechnen? Kann man auch nur die Leistung eines einzelnen Tages mit sagen wir 1000 Arbeitsstunden aus Vorgängen berechnen, die sich in Bruchteilen von Minuten abspielen? Und von solchen redet Taylor doch fortwährend!“ — Selbstverständlich muß auch in diese Sache ein organischer Aufbau eingeführt werden; sowie einmal die elementaren Bewegungen studiert und die beste Form dafür gefunden ist, arbeitet man nur mehr mit den daraus kombinierten Arbeitsvorgängen. Das Kalkulationsbureau und das Planbureau der Baustelle benutzen nur solche Komplexe, und auf die Einzelheiten greift nur der zurück,

Tafel V.

Durchschnittliche Kosten des Brechens harten Felses einschließlich des Kleinschlagens des Sprengbrocken.

Taglohn ist zu 50 Pf./Stunde angenommen.

15% für Aufsicht und Bauunkosten sind inbegriffen, nicht aber Geschäftskosten oder Gewinn.

Die Kostengruppe a) hängt, bezogen auf die Leistungseinheit, nicht von der Tagesleistung ab; für andere als die angegebenen Tagesleistungen bleiben diese Beträge gleich und die Kosten pro Tag pro Brecher wachsen mit der Leistung.

Die Kostengruppe b) nimmt ab, wenn die Tagesleistung wächst, weil diese Kosten, auf den Tag bezogen, konstant sind.

Größe des Steinbrechers	Einzelarbeiten	Kosten pro 10-St.-Tag				Kosten pro t		Kosten pro cbm Fels		Kosten pro cbm Schotter	
		6 cm Korn		4 cm Korn		6 cm	4 cm	6 cm	4 cm	6 cm	4 cm
		Leistung cbm	Kosten M.	Leistung cbm	Kosten M.	M	M.	M.	M.	M.	M.
Backenbrecher 23 x 38 cm	a) { Kleinschlagen der Sprengbrocken Beladen der Wagen Transport zum Brecher 60 m	27,8 cbm Fels 51,8 cbm Schotter	19,09	20,6 cbm Fels 36,6 cbm Schotter	13,87	0,25	0,25	0,69	0,69	0,36	0,36
			11,16		8,09	0,15	0,15	0,40	0,40	0,22	0,22
			11,16		8,09	0,15	0,15	0,40	0,40	0,22	0,22
	Summe a)		41,41		30,05	0,55	0,55	1,49	1,49	0,80	0,80
	b) { Brennstoff zu 20 M./t Öl und Putzwolle Reparaturen Zins und Abschreibung Arbeit am Brecher	27,8 cbm Fels 51,8 cbm Schotter	12,50	20,6 cbm Fels 36,6 cbm Schotter	12,50	0,17	0,22	0,45	0,61	0,24	0,34
			1,05		1,05	0,01	0,02	0,04	0,05	0,02	0,03
			8,00		8,00	0,11	0,14	0,29	0,39	0,15	0,22
			14,53		14,53	0,19	0,26	0,52	0,70	0,28	0,40
			37,13		37,13	0,50	0,67	1,34	1,80	0,73	1,01
	Summe b)		73,21		73,21	0,98	1,31	2,64	3,55	1,42	2,00
	zusammen		114,62		103,26	1,53	1,86	4,13	5,04	2,22	2,80

Die Kosten des Transportes zum Brecher verstehen sich für Fuhrwerk oder für Rollwagen auf Schmalspurgleis; bei größerer Transportweite sind für jede 20 m 3 Pf./cbm zu addieren.

Bei hartem Gestein können die Reparaturen wesentlich teurer kommen.

In gut organisierten Betrieben lassen sich die Kosten noch um ein Drittel vermindern.

der die Arbeiter anzulernen hat. Wir finden deshalb in Taylors Büchern einerseits Tabellen, die Arbeitsvorgänge bis zur Dauer von einer Zehntelminute herab enthalten, während die Zahlen in anderen Tabellen sich in Hunderten von Minuten bewegen. Für das Werfen des Materials mit der Schaufel zum Beispiel kann man natürlich nur die Zeiten pro „Schaufelvoll“ direkt beobachten; der Literinhalt dieser Quantität wird nebenbei im Durchschnitt bestimmt. In den Tabellen und für die künftigen Rechnungen kann man dagegen nur Kubikmeterleistungen brauchen.

Eine große Schwierigkeit bei der exakten Berechnung der Transporte ist der schwankende Inhalt eines aufgehäuften Schubkarrens. Taylor zieht deshalb eine neue Konstruktion vor, bei welcher das Gefäß etwa der unteren Hälfte eines liegenden Zylinders entspricht; die zwei Räder sind sehr groß und die Achse geht mitten durch den Laderaum. Ein praktischer Typ fast $\frac{1}{8}$ cbm. Dieses Gefäß kann man glatt abstreichen und so auch als Maß für die Betonmischung benutzen, wofür Taylor den gehäuften Schubkarren nicht gelten läßt. Man soll darauf achten, den Karren so groß zu nehmen, als der Mann ihn handhaben kann, und die Laufbahn so geräumig und eben als möglich herzustellen.

Die beobachteten Zeiten sind stets in Minuten pro Kubikmeter oder ähnlichen Einheiten auszudrücken. Man soll sich angewöhnen, überhaupt in Minuten pro Leistungseinheit zu denken, denn mit diesen Zahlen kann man bequem rechnen. Wenn man bei verschiedenen Arbeiten die Leistungen in Kubikmetern pro Stunde angibt, so sind diese Angaben sehr unbequem für die Weiterverarbeitung. Braucht ein Mann 20 Min. zum Lösen des Aushubes und 30 Min. zum Herauswerfen, so weiß ich sofort, daß die Selbstkosten für beide Arbeiten zusammen gleich dem Lohn für 50 Min. sind; wenn ich dagegen sage, der Mann kann in der Stunde 3 cbm lösen und ein anderer 2 cbm in der Stunde herauswerfen, so darf ich das nicht etwa addieren, sondern muß erst kompliziert umrechnen.

Um von vornherein einen Unterschied zwischen gewöhnlichen und gut organisierten Baustellen zu machen, gibt Taylor überall zwei Arten von Zeitangaben, nämlich solche für Durchschnittsarbeiter und solche für rasche Arbeiter; der Zeitbedarf der raschen Arbeiter ist von vielen Beobachtungen her zu 70 % von dem der Durchschnittsarbeiter angenommen. Alle Zeitangaben aber beziehen sich noch auf Tagelohnarbeit, weil das Pensumsystem noch nicht so viel eingeführt ist um genügend Beobachtungen zu liefern. Wenn man kleinere Arbeiten von Arbeitern ohne besondere Aufsicht ausführen läßt, soll man 50 % aufschlagen; für behördliche Regiearbeiten müsse man 25–100 % auf die Durchschnittszahlen zugeben.

Soweit die hierhergehörigen Tabellen Arbeitskosten angeben anstatt Zeiten, ist immer die Aufsicht inbegriffen mit der Annahme, daß bei den Betonarbeiten in der Regel zu einer Gruppe von 13 Mann ein Vorarbeiter gehört; außerdem sind 15 % für die allgemeinen Ausgaben der Baustelle einbegriffen. Der Prozentsatz, den man zu der aus den Zeitstudien bekannten reinen Arbeitszeit addieren muß, um auf Störungen, Ruhepausen usw. Rücksicht zu nehmen, hat sich für Betonieren und Transportieren zu 30 % ergeben. In der Regel wird die Zeit angegeben, in der ein Arbeiter eine bestimmte Leistung vollbringt oder vollbringen könnte, manchmal jedoch auch die Zeit, die eine genau beschriebene Arbeitergruppe zu einer Arbeit braucht.

Die gründlichen Untersuchungen, die Taylor über das Sieben des Kieselsteins anstellt und deren Ergebnisse wesentlich verschieden sind, je nachdem einzelne grobe Steine oder die feinen Teile entfernt werden sollen, interessieren uns weniger, da diese Arbeit bei uns meist vom Kiesellieferanten besorgt oder sonst entbehrlich gemacht wird. Nach eingehenden Untersuchungen Taylors wiegt eine richtige Schaufellast für einen erstklassigen Arbeiter 9,3 kg, was 5,8 Liter Sand entspricht; der übliche Schaufelinhalt sei aber durchschnittlich bloß 4,5 l. Auch diese Zahl ist für unsere Begriffe noch sehr groß. Eine Schaufel voll Sand gegen das Sieb werfen erfordert die Zeit von 0,114 Minuten, wozu 30 % für Pausen zu addieren sind. Wenn man dann weiter beobachtet hat, daß dieses Schaufeln allein 74 % des ganzen Zeitbedarfs für das Sieben ausmacht, während 14 % für das Wegschaufeln der ausgesiebten Steine, 10 % für das Zurechtschaufeln des durchgeworfenen Sandes und 2 % für das Verstellen des Siebes verbraucht werden, so erhält man die entsprechende Zahl in der ersten Zeile der Tabelle VII. Dabei ist gewöhnlicher Sand vorausgesetzt, der 15 % unzulässig große Kieselsteine enthält.

Für das eigentliche Transportieren, einschließlich Laden, Kippen und Rückkehr, entwickelt Taylor wieder Formeln für die verschiedenen möglichen Anordnungen und bestimmt die einzelnen Bestandteile. Falls Fuhrwerk zur Verwendung kommt, wird das Gespann einschließlich Fuhrmann seinen Kosten entsprechend gleich einer bestimmten Anzahl Leute gesetzt; meist gelten zwei Pferde mit Bedienung hinsichtlich ihres Lohnes gleich drei Tagelöhnern. Die Kosten für das Beladen des Fuhrwerks zum Beispiel, als Zeit für einen Mann und pro Kubikmeter gerechnet, setzen sich zusammen aus der Zeit, in der ein Mann einen Kubikmeter auf den Wagen schaufelt, plus der Zeit, die für das Auswechseln der Wagen vergeht, mal der Zahl der Schauler, weil diese in der Zeit ausruhen; dazu kommt noch

Tafel VI. Zeitbedarf für Vollschaufeln, Wechseln und Kippen des Fuhrwerkes.

Ein Zuschlag für gelegentliche Störungen und Pausen ist inbegriffen.

Alle Zahlen sind „Einmannszeiten“.

Wagensorte	Material	Ladung	Inhalt des Wagens cbm (lose)	Zeit für das Vollschaufeln				Wechseln der Wagen		Kippen der Wagen	
				Minuten pro Wagen		Minuten pro cbm		Minuten pro Wagen	Minuten pro cbm	Minuten pro Wagen	Minuten pro cbm
				Durch- schnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter	Durch- schnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter				
Einspanner	Sand	Große	0,48	12,4	8,8	25,8	18,3	2,0	4,2	0,8	1,7
	Sand	Durchschnittliche	0,40	10,3	7,3	25,8	18,3	2,0	5,0	0,8	2,0
	Kies	Große	0,45	17,6	12,3	38,6	27,2	2,0	4,4	0,8	1,8
	Kies	Durchschnittliche	0,37	14,3	10,0	38,6	27,2	2,0	5,4	0,8	2,2
Zweispänner	Sand	Große	1,00	25,9	18,0	25,9	18,0	2,5	2,5	1,5	1,5
	Sand	Durchschnittliche	0,84	21,5	15,0	25,8	18,0	2,5	3,0	1,5	1,8
	Kies	Große	0,95	36,6	25,4	38,6	26,8	2,5	2,6	1,5	1,6
	Kies	Durchschnittliche	0,77	29,5	20,5	38,6	26,8	2,5	3,2	1,5	1,9

Tafel VII. Transport der Betonmaterialien.

Tagelohn ist zu 50 Pfennige/Stunde angenommen.

In den Kosten ist ein Vorarbeiter (zu 1 Mark/Stunde) auf je 13 Mann inbegriffen und außerdem 15% für Bauunkosten, nicht aber Geschäftskosten oder Gewinn.

Ein Zweispänner mit Fuhrmann gilt hinsichtlich der Kosten gleich 3 Mann.

Einzelarbeiten	Zeitbedarf (als Einmannszeit)		Lohn	
	Durch- schnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter	Durch- schnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter
	Minuten	Minuten	Mark	Mark

Sieben des Sandes und Kiesel

	pro cbm loses Material			
Sand sieben, um Steinchen zu entfernen, pro cbm gesiebter Sand	51	36	0,57	0,40
Kies sieben, um grobe Steine zu entfernen, pro cbm gesiebter Kies	69	48	0,76	0,53
Kies sieben, um Sand zu entfernen, pro cbm gesiebter Kies . .	122	85	1,35	0,94

Transport des Sandes

Schubkarren beladen*)	36	25	0,39	0,27
Schubkarren von 85 l Inhalt, 30 m weit fahren einschl. Rückkehr	12,4	8,9	0,14	0,10

Transport von Schotter oder Kies

Kies mit dem Pickel lösen	8,6	6,0	0,09	0,07
Schubkarren beladen*)	46	32	0,50	0,35
Schubkarren fahren wie oben	12,4	8,9	0,14	0,10

Transport des Zementes

	pro 100 kg Zement			
Zementsäcke auf Fuhrwerk laden**)	2,2	1,5	0,024	0,018
Zement im Zweispänner fahren pro km	6,0	5,1	0,068	0,057
Zementsäcke vom Fuhrwerk abladen und 10 m weit tragen**) .	1,7	1,2	0,018	0,012
Zementsäcke 30 m tragen	3,5	2,5	0,038	0,029
Zementsäcke auf Rollgestellen in den Lagerschuppen fahren .	2,1	1,5	0,024	0,018
Zementsäcke im Lagerschuppen aufstapeln	2,1	1,5	0,024	0,018

*) Gilt nur, wenn der Karrenschieber allein ladet; wenn zwei Mann laden und der Karrenschieber nicht, sind 35% zuzuschlagen; wenn ein Mann dem Karrenschieber laden hilft, sind 25% zuzuschlagen.

**) Bei Entfernungen unter $\frac{3}{4}$ km sind zum Zeitbedarf für Auf- und Abladen 50% wegen des wartenden Fuhrwerkes zu addieren.

Tafel VIII.

Zeitbedarf für Auf- und Abladen von Sand und Kies bei Zweispännerfuhrwerk.

Ein Zuschlag für Störungen und Pausen ist inbegriffen. Der Zeitverlust des wartenden Fuhrwerks während des Aufladens ist inbegriffen. Ein Zweispänner mit Fuhrmann gilt hinsichtlich der Kosten gleich 3 Mann.

Anordnung der Schaufler	Große Ladung				Durchschnittliche Ladung			
	Sand		Kies		Sand		Kies	
	Durchschnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter	Durchschnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter	Durchschnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter	Durchschnitts- arbeiter	Rasche Arbeiter
Zeitbedarf für Auf- und Abladen zusammen pro cbm								
	Min.	Min.	Min.	Min.	Min.	Min.	Min.	Min.
Fuhrmann allein	89	66	129	93	92	68	131	96
Ein Mann	118	85	170	122	120	89	174	126
Fuhrmann und 1 Mann	66	50	93	69	69	53	96	73
Zwei Mann	81	62	114	85	85	66	119	90
Fuhrmann und 2 Mann	60	47	82	62	64	51	87	67
Drei Mann	71	55	98	74	75	60	103	79

als Wartezeit des Fuhrmanns die Zeit für das Wagenwechseln plus der Schaufelzeit dividiert durch die Anzahl der Schaufler, diese Summe multipliziert mit dem Fuhrwerksäquivalent. Die Anzahl von Minuten, die man so erhält, hat zwar keine unmittelbar sinnfällige Bedeutung und ist nur eine theoretische Konstruktion, sie braucht aber nur mit dem Lohn eines Arbeiters pro Minute multipliziert zu werden, um sofort die gesamten Arbeitskosten für das Verladen eines Kubikmeters

Material zu geben. Die Formel ändert sich natürlich, wenn der Fuhrmann laden hilft. Auf solche Weise berechnet sich aus Tabelle VI die Tabelle VIII. Die dort angegebenen Zahlen sind etwa 20 % größer als bei umfangreichen Erdarbeiten, weil man diese besser und gründlicher organisieren kann. In besonderen Fällen können diese 20 % an den Tabellenwerten noch in Abzug gebracht werden.

(Fortsetzung folgt.)

f. 319

Die Notlage der Zementindustrie.

Die Geschäftsberichte der Zementgesellschaften für das Jahr 1913 weisen vielfach auf die starke Erzeugungseinschränkung hin, die durch die Verbandsbildung veranlaßt ist. Bis zu 50 Prozent mußte oft die Erzeugungsfähigkeit das ganze Jahr hindurch herabgesetzt werden. Wenn auch diese 50 Prozent kein Durchschnitt sind, so läßt sich doch nicht leugnen, daß in der Zementindustrie heute genau so unwirtschaftlich produziert wird wie im Kalibergbau. Die Zementindustrie war schon immer mit Betrieben übersetzt, aber früher wurden nach einiger Zeit die schwachen Betriebe bald wieder ausgestoßen. Seit die Verbände einigermaßen erstarkt sind, werden auch Betriebe sichergestellt, die früher im Rahmen der freien Konkurrenz bald wieder eingegangen wären. Dieser Zustand wird allmählich auch den großen und starken Betrieben lästig, die durch die Kontingentierung der Erzeugung eines Kreises von Fabriken in ihrer Entwicklungsfähigkeit gehemmt sind. Sie erkennen die Unwirtschaftlichkeit des heutigen Zustandes immer mehr: eine ganze Reihe leistungsschwacher Betriebe wäre überflüssig, um Bewegungsfreiheit für die starken Betriebe zu schaffen, die mit Rücksicht auf die schwächeren ihre ganze Überlegenheit gar nicht entwickeln können. Ob es im Rahmen der Verbandsbildung möglich ist, die Mißstände zu beseitigen, ist mehr als fraglich. Vielmehr liegen die Dinge so, daß

die finanziellen Nachteile aus dem jetzigen Zustande viele Betriebsleiter immer mehr von der Notwendigkeit der Abkehr von der bisherigen Verbandspolitik überzeugen. Der heutige Zustand ist sowohl vom Standpunkt der einzelnen Fabrik als auch vom Standpunkt des Gesamtgewerbes aus durchaus unwirtschaftlich und unhaltbar.

R. C. 5.

Vom Baumaterialienmarkt.

Die Baustoffindustrie krankt an dem gleichen Übel wie das Baugewerbe und der Grundstücksmarkt, nämlich an einer vollkommenen Überkapitalisierung. Das gilt vor allem von der Zementfabrikation und dem Ziegeleigewerbe. Die schlimmsten Nachteile dieser Überkapitalisierung werden — allerdings nur zum Teil — durch die Preis- und Marktpolitik der verschiedenen Konventionen, Syndikate usw., ausgeglichen. Die flaute Baukonjunktur der beiden letzten Jahre hat aber naturgemäß die Absatz- und Preisverhältnisse sehr ungünstig beeinflusst. Gegen derartige Krisen sind schließlich auch die besten Organisationen der Produzenten ziemlich machtlos. Im laufenden Jahre hat sich zwar die Bautätigkeit etwas gehoben, die Preise am Baumaterialienmarkt halten sich jedoch noch immer auf einem relativ niedrigen Niveau. Nach den Berliner Notierungen beliefen sich die Preise im Monat Mai der Jahre 1906—1914 auf Mark:

Mai	Hintermauerungssteine pro 1000 Stück	Rathenower Dachsteine	Zement für 170 kg	Putzgips für 75 kg
1906	22,25—26,50	29—32	5,50	1,40—1,60
1907	22,50—24,00	33—35	6,00	1,70—1,90
1908	19,00—21,00	32—35	6,50	1,65—1,80
1909	22,00—23,00	30—34	5,75	1,65—1,80
1910	23,00—24,50	30—33	5,00	1,65—1,80
1911	19,00—20,50	27—33	4,00—4,25	1,65—1,75
1912	21,00—22,25	34—40	5,70—6,00	1,60—1,80
1913	21,25—22,25	30—40	5,85—6,00	1,60—1,70
1914	18,00—21,00	30—36	5,85—6,50	1,60—1,75

Die Preise für Hintermauerungs- und Dachsteine haben in diesem Jahre einen ganz ungewöhnlichen Tiefstand erreicht. Am Zementmarkte hat sich das Preisniveau seit dem Jahre 1911, dem Gründungsjahr zahlreicher Konventionen, etwas gehoben, so daß gegenwärtig Abschlüsse zu recht annehmbaren Notierungen erfolgen. Es ist allerdings zu berücksichtigen, daß dies nur durch erhebliche Einschränkung der Produktion erreicht werden konnte. Ein günstiger Einfluß auf die Preisbewegung am Zementmarkte ist auch dem flotten Geschäftsgang im Tiefbau und der zunehmenden Verbreitung des Betonbaues zuzuschreiben.

R. C. 10.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

SIEGWARTROHRE.

Diese sind nach patentiertem Verfahren auf maschinellem Wege hergestellte spiralarmierte Betonrohre von 3–5 m Länge, 0,20–1,50 m innerem Durchmesser, armiert für 0 bis ca. 10 Atmosphären Innendruck und für großen Außendruck, von großer Wasserdichtigkeit.

Infolge ihres genauen maschinellen Herstellungsverfahrens zeigen die Siegwartrohre folgende Vorteile gegenüber Eisenbetonrohren anderen Systems:

1. Ausgeführte Rohrlänge bis zu 5,0 m, infolgedessen viel weniger Stoßstellen;
2. genau zylindrische Form des Rohres;

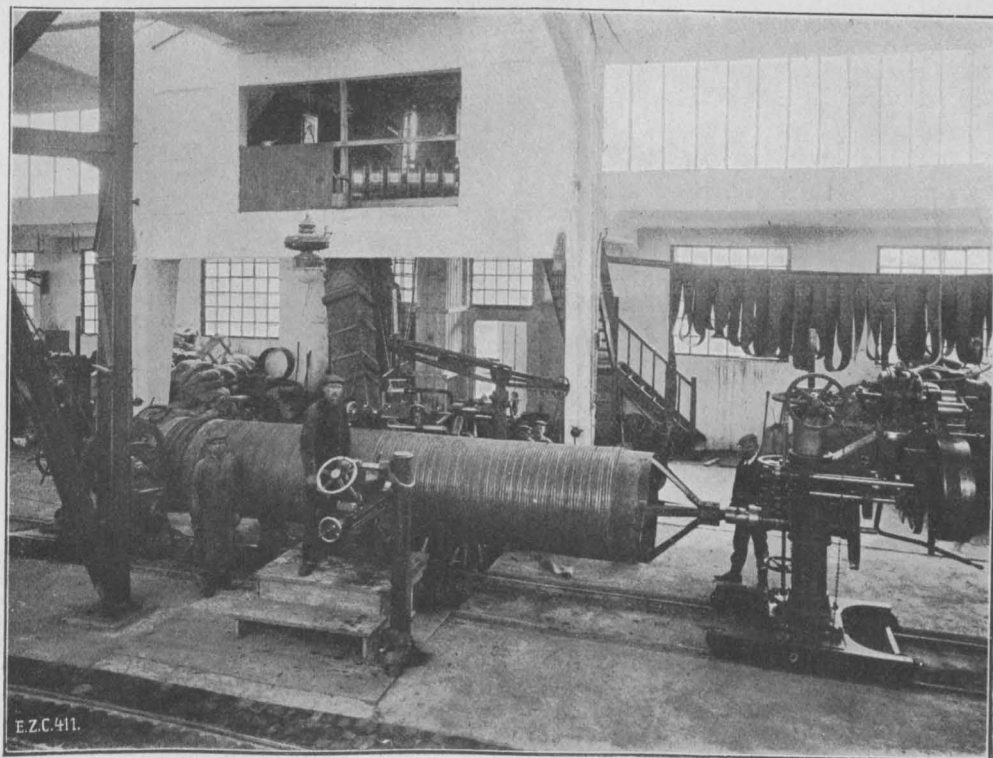


Fig. 1.

Ihre Verwendung erstreckt sich infolgedessen auf folgende Gebiete:

1. Ersatz für Zementrohre und Tonzeugrohre, bei großen Außen- oder Innendruck, z. B. für Durchlässe unter Eisenbahnen, Straßendämmen, Düker;
2. Ersatz von gußeisernen Rohren bei kleinern Betriebsdrucken von 0 bis ca. 10 Atm. und bei Rostgefahr;
3. Ersatz von kleinern gewölbten oder Platten-Durchlässen unter Eisenbahnen und Straßendämmen.

3. genaue Kontrolle des gesamten Fabrikationsvorganges;
4. sachgemäße Verarbeitung des Betons durch Anpressen an das Modell und Festwalzen durch kräftige Preßrollen;
5. genaue Lage der Längs- und Spiralarmatur;
6. Vorspannung der Spiralarmatur, wodurch der Beton Anfangs-Druckspannungen erhält, so daß Betonzugspannungen erst nach Überwindung dieser Anfangs-Druckspannungen auftreten und deshalb Haarrisse

erst bei Überlastungen des Rohres entstehen können.

7. Möglichkeit verschiedener Betonmischungen der innern oder äußern Betonschicht und demzufolge größte Wasserdichtigkeit gegen Innen- oder Außendruck. Durch Zusatz von Asphaltemulsion kann die Wasserdichtigkeit der innern oder äußern Schicht weiter gesteigert werden.

Der Fabrikationsvorgang ist kurz folgender:

wickelt und festgewalzt. Die Rohre werden auf dem Modell bis zum Erhärten 2—3 Tage gelagert und nach Entfernung des Modells in bekannter Weise weiter gelagert.

Infolge der Verwendung tadellosen Materials und der fetten Mischung sind die Rohre nach Versuchen bis zu 2 Atm. Innendruck ohne weiteres dicht. Durch Zusatz von Asphalt-Emulsion und Anstrich der Innenfläche mit Teerprodukten wird die Wasserdichtigkeit für weit



Fig. 2.

Auf ein drehbar gelagertes Modell wird durch Drehung des Modells zuerst die innere, vorher festgewalzte Betonschicht in 1—4 cm Stärke, mit einem straff gespannten Gurt spiralförmig unter Druck aufgewickelt, worauf das Ganze mit Preßrollen noch gewalzt wird. Hierauf wird, unter gleichzeitiger Abwicklung des Gurts die Spiralarmierung, bestehend aus Flachstahldrähten mit Vorspannung, auf den festgewalzten Beton aufgewickelt. Darüber wird die vorher vorbereitete, durch Draht verbundene Längsarmierung wie ein Korsett gelegt und fest verbunden. Eine weitere Spiralwicklung sichert die Lage der Längsarmatur. Die zweite Betonschicht wird auf die gründlich mit einer dicken Zementbrühe bestrichene Armatur und erste Schicht auf ähnliche Weise wie die erste aufge-

größere Drucke gewährleistet. Es sind schon versuchsweise Siegartrohre bis zu 55 Atm. gepreßt worden, ohne undicht zu werden.

Die Stöße werden durch ähnlich armierte Überschubmuffe in einwandfreier Weise gedichtet.

Die Gewichte schwanken beträchtlich mit der Stärke der Armierung, sind aber im allgemeinen geringer, als die gußeiserner Rohre für die gleichen Drucke.

Für große Lieferung ist die Herstellung an der Verwendungsstelle möglich.

Nähere Aufschlüsse und kostenlose Offerten stehen Interessenten jederzeit zur Verfügung.

Ed. Züblin & Cie. (Straßburg i. Els.).

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrich-Straße 224.

Patent-Anmeldungen.

- 80a. P. 29 508. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Hohlmasten u. dgl. Hohlkörpern aus Beton in Formen. Carl Pluta, Beuthen O.-S. 19. 9 12.
80a. W. 41 253. Formkasten zur Herstellung von Betonblöcken. U. K. Winget Concrete Machine Co. Ltd, Newcastle upon Tyne Engl.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Heinrich Metzger. „Die Technik des Filterns“. Mit 124 Abbildungen. Wien und Leipzig, A. Hartlebens Verlag 1914. Geh. M. 4, Geb. 4,80.

Dr.-Ing. Riepert, Reg.-Baum. a. D. Betonbausteine. Cement-Verarbeitung Heft 8. Preis M. 1,35. Cementverlag G. m. b. H. Berlin-Charlottenburg, Knesebeckstraße 74. 1914.

Vereinigung der höheren technischen Bau-polizeibeamten Deutschlands. Bericht über die V. Tagung im Weinhause Rheingold zu Berlin am 5. März 1914. Mit 34 Textabbildungen. Preis geh. M. 3. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66. 1914.
Heinrich Rieser. „Jahrbuch der technischen Zeitschriften-Literatur für die Literaturperiode 1913.“ Ausgabe 1914. Verlag für Fachliteratur G. m. b. H. Berlin W. 30. — Wien I. — London E. C. Preis M. 2,50.

BERICHTIGUNG.

Druckfehler in der Zuschrift Schroeter im Juniheft 1914 Seite 228.

Statt $\frac{M_u}{M_h}$ muß es heißen $\frac{M_v}{M_h}$,
„ $0 = \infty$ „ „ „ $\sigma = \infty$,
„ u muß es überall heißen n.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.